

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE
SAN PEDRO PERULAPÁN**

PRESENTADO POR:

**EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO
ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES
JOSÉ FERNANDO ORANTES RUÍZ**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO (A) CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE, 2021

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. RÓGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

PhD. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. ANÍBAL RODOLFO ORTIZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE
SAN PEDRO PERULAPÁN**

Presentado por:

**EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO
ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES
JOSÉ FERNANDO ORANTES RUÍZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

San salvador, octubre 2021

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios Todopoderoso por nuestras vidas, por permitirnos culminar nuestra carrera universitaria y brindarnos muchas oportunidades, porque es Él quien nos protege y nos guarda de todo mal, y porque va abriendo caminos donde creemos que no los hay, no cabe duda de que sentimos la presencia de Dios en nuestras vidas y es nuestro principal motivo para no desvanecer y querer ser cada día mejores personas.

Agradecemos como grupo de tesis a nuestro asesor MSc. Ingeniero Ricardo Herrera Mirón porque con su verdadera vocación nos ha sabido instruir y guiar para la realización de nuestro Trabajo de Graduación, por toda su ayuda porque sabemos que será también ayuda para muchos más alumnos que necesitan de su sabiduría y dedicación.

Al personal docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, ya que desde cada uno de sus puestos de trabajo nos han ayudado con mucha responsabilidad y entrega. En especial a la señora Mabel Vargas que amablemente nos colaboró brindando la información necesaria de los diferentes procesos a seguir de nuestro trabajo de graduación.

DEDICATORIA

Primeramente, doy gracias a **Dios** y a la **Virgen** desde un primer momento por ingresar a la universidad y tener la oportunidad de formarme como profesional. Hoy que me permites culminar esta carrera, después de tantas cosas, aprendo que solo en tus manos Dios podemos lograr nuestras metas.

Dedico de manera especial a mi Papá **Mateo Oporto**, por creer en mí, por enseñarme a luchar por mis metas, por sus consejos en mis momentos de duda, y a mi madrecita **Erlinda Vides de Oporto (Q.D.D.G.)**, Por todo su ejemplo, por enseñarme a no rendirme a pesar de todas las circunstancias, ella que siempre estuvo en mis momentos difíciles durante el tiempo de estudio motivándome y ayudándome hasta donde sus alcances lo permitían. Tu bendición me acompaña siempre en mi camino. Infinitas Gracias a los dos porque esta Tesis es un logro más que llevo a cabo, y sin lugar a duda ha sido en gran parte a ustedes por todo el esfuerzo que hicieron por brindarme mi estudio, y no me alcanzara la vida para devolverles todo lo que me han dado hasta el momento.

A mi querido esposo, **Kelvin Alexander Areas Rivas**, mi compañero, mi amigo, mi apoyo incondicional, que Dios lo puso en mi camino en un momento muy importante de mi carrera, gracias a sus consejos y todo su apoyo pude continuar con mis estudios cuando estuve a punto de dejarlo todo. Gracias por haber sido motivo de inspiración en mi deseo de continuar con mis estudios, por creer en mí, por ayudarme a confiar, por toda su paciencia y por todo su esfuerzo, sin duda alguna contar contigo ha sido fundamental, para terminar este proyecto. Te lo agradezco muchísimo, amor.

A mis hermanos **Fátima, Marcelo, Mateo**, y a mi prima **Janeth**, que de una u otra manera siempre estuvieron acompañándome, y porque cada uno de ellos

me brindaron su ejemplo de superación ante las dificultades en este camino. A mis suegros **Hugo Areas, Carla de Areas, Lorena de Nerio y Armando Nerio**, por sus sabios consejos, por cuidarme y apoyarme en todo momento de mi carrera, y por portarse como unos segundos padres para mí.

A mis cuñados, me alegra que seamos parte de la misma familia y saber que puedo contar con ustedes en cualquier circunstancia. Gracias, por tanto, queridos suegros y cuñados. A mis tíos, primos, amigos, que siempre estuvieron pendientes en todo el proceso de mis estudios, y que me brindaron su apoyo. A las **hermanas de Punto Corazón**, gracias por cada una de sus oraciones en mis momentos importantes, eso sin duda fue una de las mejores ayudas.

A mi hija **Adriana Paola**, su llegada fue un motor para querer continuar y salir adelante, que este logro sea un ejemplo para ella de que todo esfuerzo tiene su recompensa.

Por último, a mis compañeros de tesis **Evelin y Fernando**, por toda su entrega y dedicación a este trabajo de Graduación. Sin duda el compañerismo y todo el proceso que pasamos también servirán como una gran experiencia en nuestras vidas profesionales.

En fin, cada uno de ustedes, directa e indirectamente, ha sido fundamental en la realización de esta tesis, Mil gracias por estar conmigo, por su confianza y cariño.

ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES

DEDICATORIA

A **Dios todo poderoso** por darme fuerzas para poder terminar una etapa tan importante de mi vida. Por cuidarme y mantenerme con salud.

A mi padre **Douglas Orantes**, sin él mi carrera no hubiera sido posible, por no dudar que lograría llegar tan lejos; por hacer un esfuerzo enorme para salir adelante y apoyarme en todo momento. Mi logro más importante sobre todas las cosas es saber mi padre estará orgulloso de mí.

A mi madre **Isabel Ruiz**, por todo el arduo trabajo que realizo por tantos años y por confiar en mí. Gracias por mantenerme en el camino correcto.

A mi novia y mejor Amiga **Karen Reyes** por acompañarme, apoyarme y comprenderme en los tiempos más difíciles. Por estar siempre cuando la necesité.

A mi hermana **Natalia Orantes**, por apoyarme incondicionalmente de inicio a fin de la carrera. Este logro también es uno más en su vida.

A mis suegros **Flor de Reyes** y **Manfredy Reyes**, por el apoyo que recibí desde que los conocí y por tratarme como un hijo más. Gracias por permitirme ser parte de su linda familia.

A todos mis amigos los **Wachos**, que hicieron de mi estadía en la Universidad una aventura. Los quiero y los llevo siempre en mi corazón. Por último, a mis compañeras de Tesis **Lupita Oporto** y **Evelin Cordero**, por el esfuerzo que hicieron para poder terminar nuestro trabajo de graduación. Lo logramos juntos.

JOSÉ FERNANDO ORANTES RUÍZ

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a esas personas que indudablemente creen en mí, cuando más lo necesito, esas personas que me han dado amor y apoyo incondicional, ese amor inmerecido e invaluable, aquel que solo se compara con el amor de Dios, siendo específica dedico este trabajo a mi madre, que sin ser mi madre biológica sino más bien mi abuela, me formó y me tomó como su propia hija, la dulce Rosa Evelia Cordero, pues a ella debo todo lo que soy, y por quien me esfuerzo cada día para ser su orgullo, porque sé que es feliz si yo soy feliz. También a Francisca Lemus mi abuela, que es como mi otra madre, porque me ama incondicionalmente y me apoya como nadie, porque siempre ha estado ahí para darme ánimos de seguir adelante aun cuando pareciera que nada va bien.

Dedico también mi trabajo de graduación a la familia Hernández Castillo, quienes a lo largo de mi carrera universitario elevaban oraciones a Dios por mí, esperando que pudiese lograr todas mis metas, Leonardo y Fátima, deseando que Dios los bendiga y mamita María acompañe siempre sus caminos. A Lucila de Hernández, León Hernández, y Wilfredo Hernández Castillo quienes ya partieron a la casa Del Padre, a quienes guardaré siempre en mi corazón como ejemplo de vida y amor.

También a esas personas a mi alrededor que me quieren sinceramente, que me llenan de alegría el corazón cada día, que me dan sonrisas y están ahí en los momentos buenos como en los malos, Alexander Guerra, quien me enseña con su ejemplo a ser fuerte y no dejarse vencer ante los obstáculos, Valeria mi ahijada, por quien lucharé toda mi vida para darle todo lo bueno que ella se merece. A mis amigos Guadalupe Oporto, Fernando Orantes entre otros.

Dedicado a todos ustedes

EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	v
INTRODUCCIÓN.....	xviii
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.3 OBJETIVOS	5
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES	6
1.5 JUSTIFICACIONES.....	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	9
2.1. DEFINICIONES.....	10
2.1.1 TIPOS DE ALCANTARILLADO	10
2.1.1.1 ALCANTARILLADO SEPARADO.....	10
2.1.1.2 ALCANTARILLADO COMBINADO.....	11
2.1.2. ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	11
2.1.2.1 TUBERIAS	11
2.1.2.2 POZOS DE VISITA	11
2.1.2.3 POZOS DE VISITA CON CAJA DE SOSTÉN	14
2.1.2.4 CAJAS DE INSPECCION	15
2.1.2.5 ACOMETIDAS DOMICILIARES	15
2.1.2.6 MATERIALES PARA COLECTORES	16
2.1.3 AGUAS RESIDUALES.....	17
2.1.3.1 TIPOS DE AGUAS RESIDUALES.....	17
2.1.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES	18

2.1.4 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	33
2.1.4.1 SISTEMAS MÁS UTILIZADOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR	34
2.1.5 ELEMENTOS DE SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	39
2.1.5.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO.....	40
2.1.5.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.....	46
2.1.5.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO:.....	51
2.1.5.4 TRATAMIENTO DE LODOS:	51
CAPÍTULO III: ESTUDIO DE LA MUNICIPALIDAD.....	54
3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	55
3.2 DIVISIÓN TERRITORIAL	57
3.3 ASPECTOS FÍSICOS DEL MUNICIPIO.	58
3.3.1 HIDROLOGÍA	58
3.3.2 CLIMA.....	60
3.3.3 TIPO DE SUELOS.....	61
3.3.4 USO DE SUELOS.	61
3.3.5 VEGETACIÓN	65
3.3.6 TOPOGRAFÍA	66
3.4 DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	66
3.5 ASPECTOS SOCIALES	69
3.5.1 POBLACIÓN.....	69
3.5.2 VIVIENDA.....	89
3.6 FACTORES CULTURALES.....	90
3.7 SERVICIOS PÚBLICOS	92

3.8 VÍAS DE COMUNICACIÓN	98
3.9 PRODUCCIÓN AGROPECUARIA.....	102
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO .	103
4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	104
4.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	105
4.3 PERFILES	106
4.4 UBICACIÓN DE RED Y POZOS	106
4.5 DETERMINACIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS	108
4.6 DETERMINACIÓN DEL SENTIDO DEL FLUJO	111
4.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	111
4.7.1 POBLACIÓN DE DISEÑO	112
4.7.2 CÁLCULO DE CAUDAL POR TRAMO	114
4.7.2.1 CAUDAL MEDIO DIARIO	116
4.7.2.2 CAUDAL MÁXIMO HORARIO ($Q_{\text{máx hor}}$)	125
4.8 CAPACIDAD DE LAS TUBERÍAS	128
4.9 CAUDAL ACUMULADO	132
4.10 DISEÑO DE COLECTORES DE LA RED DE ALCANTARILLADO.....	133
4.10.1 PASOS A SEGUIR PARA USO DE SOTFWARE HCANALES	134
4.10.2 DISEÑO FINAL DE LA RED	137
4.10.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL SOTFWARE “HCANALES”	141
CAPÍTULO V: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.....	142
5.1 CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR DE UBICACIÓN DE LA P.T.A.R.	143
5.2 DATOS DEL AGUA CRUDA Y CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE.	146

5.3 CAUDAL QUE INGRESA A LA PLANTA.....	149
5.4 CRITERIOS DE DISEÑO PARA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	151
5.4.1 TIPO DE SISTEMA EN FUNCIÓN DE LA POBLACIÓN.....	151
5.4.2 SUPERFICIE NECESARIA.....	152
5.4.3 EFICIENCIA DE REMOCIÓN.....	153
5.4.4 SIMPLICIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN.....	154
5.4.5 COSTOS ÍNDICES DE CONSTRUCCIÓN.....	155
5.4.6 COSTOS ÍNDICES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	156
5.4.7 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	157
5.4.8 ESTABILIDAD.....	157
5.4.9 IMPACTO AMBIENTAL.....	158
5.4.10 PRODUCCIÓN Y MANEJO DE LODOS.....	160
5.4.11 ESTABILIDAD.....	160
5.5 PROPUESTAS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.....	161
5.6 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO NÚMERO UNO.....	162
5.6.1. PRE-TRATAMIENTO.....	162
5.6.1.1 CANAL DE ENTRADA.....	163
5.6.1.2 CANAL DE REJAS.....	165
5.6.1.3 MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL.....	169
5.6.1.4 DESARENADOR.....	176
5.6.1.5 TRAMPA DE GRASAS.....	179
5.6.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.....	181
5.6.2.1 SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR TIPO DORTMUND.....	181

5.6.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO	191
5.6.3.1 FILTRO PERCOLADOR	191
5.6.3.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO	199
5.6.4 TRATAMIENTO DE LODOS.....	204
5.6.4.1 DIGESTOR DE LODOS.....	204
5.6.4.2 PATIO DE SECADOS.....	207
5.7 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO NÚMERO DOS	210
5.7.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR	210
5.7.2 TRATAMIENTO PRIMARIO: TANQUE IMHOFF	210
5.7.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO	224
5.7.3.1 DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES	224
5.7.3.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO.....	224
5.7.4 TRATAMIENTO DE LODOS.....	224
5.7.4.1 DIGESTOR DE LODOS.....	224
5.7.4.2 PATIO DE SECADOS.....	227
5.8 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA	228
5.8.1 DESARENADOR	229
5.8.2 CANAL DE REJAS	230
5.8.3 MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL	231
5.8.4 SEDIMENTADOR TIPO DOURTMUND.....	232
5.8.5 FILTRO PERCOLADOR	232
5.8.6 TANQUE IMHOFF	234
5.8.7 DIGESTOR DE LODOS.....	237
5.8.8 PATIO DE SECADO	238

5.9 ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES INACCESIBLES AL ALCANTARILLADO SANITARIO.....	240
5.9.1 FOSA SÉPTICA.....	241
5.9.1.1 ELEMENTOS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE TRATAMIENTO INDIVIDUAL DE AGUAS NEGRAS	241
5.9.2 LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR (LASF)	247
5.9.2.1 CRITERIOS DE UBICACIÓN PARA LETRINAS DE TIPO LASF O SOLAR.....	247
5.9.2.2 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINAS ABONERAS SECAS FAMILIARES (LASF)	247
5.9.2.3 ESQUEMA DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINA TIPO LASF....	251
5.9.3 LETRINA SOLAR (LS).....	251
5.9.3.1 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINA SOLAR	252
5.9.3.2 ESQUEMA DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINA SOLARES	253
5.9.4 LETRINA DE HOYO MODIFICADO LHM	253
5.9.4.1. CRITERIO PARA LA UBICACIÓN DE LETRINA DE HOYO MODIFICADA CON O SIN VENTILACIÓN.	253
5.9.4.2 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINA DE HOYO MODIFICADO CON VENTILACIÓN	254
5.9.4.3 ESQUEMAS DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINAS DE HOYO MODIFICADO	256
CAPITULO VI: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO	258
6.1 ALCANTARILLADO SANITARIO.....	259
6.1.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	259
6.1.1.1 LIMPIEZA Y CHAPEO DE LA ZONA	259

6.1.1.2 TRAZO Y NIVELACION	260
6.1.1.3 EXCAVACIÓN DE ZANJAS	261
6.1.1.4 COMPACTACION DE ZANJAS	264
6.1.1.5 POZOS DE VISITA	265
6.1.1.6 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE PVC	267
6.1.2 MATERIALES	270
6.1.3 MAMPOSTERÍA DE PIEDRA	272
6.1.4 CONCRETO	273
6.1.5 MORTERO	275
6.1.6 RUPTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS.....	276
6.1.6.1 REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE ASFALTOS.....	276
6.1.7 PRESUPUESTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO	277
6.1.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	277
6.1.7.2 RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS	279
6. 2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	282
6.2.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	282
6.2.1.1 OBRAS PRELIMINARES	282
6.2.1.2 LIMPIEZA Y CHAPEO DEL LUGAR	284
6.2.1.3 EXCAVACIÓN.....	285
6.2.1.4 RELLENO, NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN.....	288
6.2.2 CONCRETO ESTRUCTURAL.....	290
6.2.3 ALBAÑILERÍA Y ACABADOS.....	295
6.2.4 MAMPOSTERÍA DE BLOQUES DE CONCRETO	296
6.2.5 MAMPOSTERÍA DE LADRILLO DE BARRO	297

6.2.6 INSTALACIÓN DE TUBERÍAS	298
6.2.7 PRUEBA HIDRÁULICA DE INFILTRACIÓN Y ESTANQUEIDAD ...	299
6.2.8 PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO ALTERNATIVA 1 Y 2	300
CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	305
7.1 CONCLUSIONES	306
7.2 RECOMENDACIONES	308
ANEXOS	310
BIBLIOGRAFIA.....	330

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, se considera que una de las mayores necesidades de una ciudad es un adecuado sistema de abastecimiento de agua potable y como consecuencia de ello, una disposición apropiada del agua usada, particularmente de aquellas que contienen excretas humanas, permitiendo la prevención y eliminación de una gama de enfermedades infecciosas cuyo principal vehículo es el agua. Sin embargo, según la Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental 2013 en El Salvador, más del 95% de las aguas residuales domésticas se descargan a los ríos o quebradas sin ningún tratamiento, como en el caso de San Pedro Perulapán. Y muchas de las aguas residuales que salen de los escasos sistemas de tratamiento existentes, no cumplen con los límites de contaminación permitidos por la norma vigente según el CONACYT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología), ocasionando impactos negativos al medio ambiente y afectando a su vez la calidad de vida de las personas.

Con base a lo anterior y a la problemática identificada específicamente en San Pedro Perulapán, se realiza este trabajo de graduación para presentar la propuesta de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y dos alternativas de planta de tratamiento de aguas residuales para el casco urbano del municipio.

Para llevar a cabo dicha propuesta es necesario conocer los diferentes sistemas de canalización, tratamiento y disposición que existen para tratar el agua residual. Es por tal razón que en el presente documento se describen los conceptos, tipos y elementos básicos del sistema de alcantarillado, además de definir el tipo de agua residual a tratar y las etapas que conforman la planta de tratamiento mediante las cuales el agua debe ser trasladada a fin de eliminar los contaminantes indeseables en ella.

Como parte de esta investigación se desarrolla un Estudio de la Municipalidad, en el cual se conocen las características físicas y aspectos sociales del municipio.

Por otra parte, considerando que existen algunos sectores que no pueden conectarse a la red de alcantarillado principal, se implementa una serie de alternativas que consisten en sistemas individuales de tratamiento, de los que también se describen su uso y mantenimiento para garantizar su funcionabilidad.

Con esto se pretende que todos los habitantes cuenten con un sistema que permita tratar de forma adecuada las aguas residuales que provienen de sus viviendas y que además cumpla con los parámetros de remoción requeridos por la normativa salvadoreña, mejorando así las condiciones ambientales del municipio de San Pedro Perulapán.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

En El Salvador, a inicios del siglo XX, se construye el primer sistema de alcantarillado sanitario, los que posteriormente continuaron construyéndose y expandiéndose en relación con el crecimiento poblacional, las obras eran realizadas por el Gobierno Central y luego eran transferidas a las municipalidades para su administración, operación y mantenimiento. No obstante, por las bajas coberturas de los servicios de acueductos y alcantarillado en las principales poblaciones del país en el año de 1950 fue creada la dirección General de Obras Hidráulicas, la cual funcionó durante 10 años.

En 1960 un consejo de ministros plantea la necesidad de contribuir a la Salud Pública del país, mejorando el abastecimiento de agua potable y el servicio de alcantarillado a nivel nacional. Para ello se determinó crear un ente autónomo que contara con la capacidad técnica, económica y financiera para que administrara dicho servicio. En ese contexto, en el año 1961 fue creada la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).

Las primeras plantas de tratamiento comenzaron a construirse en El Salvador, en los años 70's, pero fue hasta 1990 que comenzó a construirse la mayoría de las plantas existentes hoy en día, distribuidas en dieciocho municipios de los departamentos de San Salvador, La libertad y La Paz. Sin embargo, la mayor parte de las aguas residuales han sido y siguen siendo descargadas directamente a los cuerpos de agua, lo que provoca altos grados de contaminación.

En el municipio de San pedro Perulapán, si bien se cuenta con el abastecimiento de agua potable, no se cuenta con el sistema de alcantarillado sanitario, siendo mayoritariamente la disposición de aguas residuales por inodoro de lavar, letrinas de fosa simple y por sistema de letrina de hoyo. Según el Ministerio de Salud

Pública y Asistencia Social, de la unidad de salud ambiental, es uno de los municipios que no posee una adecuada disposición de excretas lo que conlleva a diversos problemas de contaminación ambiental y daños a la salud por riesgos epidemiológicos.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país, la red de alcantarillado sanitario, se ha desarrollado, básicamente en el área urbana de los municipios, creciendo en menor medida que la red de abastecimiento de agua potable, presentándose el problema de mayores coberturas de agua potable sin sistemas colectores de aguas residuales, tal es el caso particular del municipio de San Pedro Perulapán, donde no se cuenta con una red de alcantarillado sanitario, mucho menos con una planta de tratamiento de las aguas residuales para tratar el agua que la población del municipio genera.

En algunos sectores de este municipio las aguas grises e incluso las aguas negras se disponen a través de algunas canaletas de aguas lluvias, hacia las quebradas de invierno que se encuentran más cercanas. Se depositan las excretas en letrinas de hoyo, en letrinas sépticas y en el mejor de los casos las aguas residuales son dirigidas hacia pozos de absorción, construidos en las viviendas.

Sin embargo ésta no es una solución definitiva tomando en cuenta que los habitantes generalmente no poseen el conocimiento sobre el mantenimiento adecuado de las aguas residuales, en primer lugar porque en la mayoría de casos dichos pozos no cuentan con un diseño adecuado y son construidos sin tomar en cuenta parámetros de diseño o tomando como base a algún tipo de reglamento, aparte de estar hechos de materiales inadecuados; además de ello, no se realizan los ciclos de limpieza periódicos que se necesitan.

También el hecho de no conocer, las características del suelo como la permeabilidad y la profundidad a la que se encuentra el nivel freático, se vuelve una problemática de contaminación a través del tiempo.

En ocasiones estos mecanismos de evacuación de las aguas residuales domésticas son instalados clandestinamente, sin ningún tipo de permiso, ni supervisión por parte de las autoridades correspondientes, contaminando de esta manera el suelo, por lo que este problema posteriormente se verá reflejado en la salud de los habitantes del municipio.

Además, estas deficiencias en el uso de los métodos de evacuación y su mal manejo causan malos olores que afectan a la población, además de la propagación de algunas plagas y la contaminación de la flora y la fauna, puesto que es inviable para la existencia de la vida acuática un cuerpo receptor de agua que se encuentra contaminada por orgánicos y exceso de minerales como fósforo o nitrógeno, y si estas aguas contaminadas son reutilizadas por la población para diversas actividades, se puede producir también el aumento de enfermedades intestinales que pueden llegar a ser muy graves.

Esta problemática del municipio conlleva al planteamiento que: se necesita una solución factible para coleccionar y tratar las aguas residuales del municipio.

1.3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el Casco Urbano de San Pedro Perulapán.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Proporcionar una alternativa de deposición adecuada de las aguas residuales que ayude a mejorar las condiciones ambientales del municipio.
- Proponer los tratamientos de aguas residuales que mejor se adapten a las del municipio con el fin de que sean los más adecuados y económicos, de acuerdo con las condiciones del lugar.
- Identificar los sitios inaccesibles del casco urbano que no tendrán un fácil acceso a la red de aguas negras, para proponer una solución viable ante este problema.
- Definir un periodo de diseño bajo el cual la planta de tratamiento y la red de alcantarillado mantendrán su servicio.
- Proponer un plan de mantenimiento que garantice el funcionamiento adecuado de la planta durante el período de diseño establecido como mínimo.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

ALCANCES

- Realizar el diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales domésticas y el diseño del alcantarillado sanitario, presentándose el juego de planos y el presupuesto respectivo para su elaboración.
- Realizar un levantamiento topográfico del sitio, a fin de obtener curvas de nivel que definan pendientes y elevaciones, para el correcto diseño de cada uno de los elementos de la red de alcantarillado.
- Tomar en cuenta las condiciones topográficas del municipio y con ello determinar puntos de descarga de las aguas, así como factibilidad de conexión a la red, de manera que el diseño se adapte a dichas condiciones y a la vez sea factible y económico.
- Recopilar información del municipio, relevante para el desarrollo de este trabajo mediante visitas de campo y de esta manera realizar la selección de posibles espacios para la ubicación de la planta de tratamiento, tomando como referencia criterios básicos que permitan determinar la ubicación más adecuada de la misma.
- Tomar en cuenta la normativa existente de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA) para llevar a cabo el diseño de la red de alcantarillado sanitario y la Norma NSO 13.49.01:09 para la descarga de Aguas Residuales a un cuerpo receptor.

LIMITACIONES

- No se cuenta con planos o registros de catastro del casco urbano de San Pedro Perulapán.
- Es posible que para el tiempo en que se desarrolle el trabajo de graduación, aun permanezca la situación que se vive actualmente a causa de la Pandemia COVID-19, que afecta a nuestro país, por lo que no será fácil movilizarse al sitio para realizar las respectivas visitas de campo.
- El casco urbano cuenta con algunos pasajes y colonias, que no podrán acceder a las tuberías del sistema de alcantarillado, debido a los niveles topográficos a los que se encuentran respecto a la calle principal en donde se pretende construir la red de drenaje.
- El sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales propuestos en el trabajo de graduación, está limitada a tratar aguas residuales domesticas del área del casco urbano del Municipio de San Pedro Perulapán, departamento de Cuscatlán.

1.5 JUSTIFICACIONES

El objetivo del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de patógenos, con la intención de prevenir la transmisión de enfermedades relacionadas a las excretas humanas, además, de la remoción de sólidos en suspensión y material orgánico para evitar la contaminación de los cuerpos receptores.

Actualmente el municipio de San Pedro Perulapán no cuenta con un sistema de evacuación y tratamiento de aguas residuales, y ante esta problemática, se encuentra la necesidad de disponer sanitariamente las excretas humanas a través de un sistema adecuado, a fin de prevenir daños a la salud de las personas y no contaminar el medio ambiente, en este sentido, con este trabajo de graduación se pretende realizar una propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de las aguas residuales para que los habitantes de dicho municipio tengan una opción factible que se pueda aplicar al municipio, y de esta manera puedan cambiar el uso de fosas comunes y letrinas de hoyo, por sistemas de letrina de arrastre de agua (inodoros) conectados a la red de alcantarillado sanitario.

Se pretende desarrollar la propuesta antes mencionada tomando en cuenta las normativas respectivas, realizando un trabajo previo de investigación en el cual se tomen en cuenta el tamaño de la población, y el período de diseño de los elementos del tratamiento de las aguas residuales.

También es necesario identificar el uso de la zona en estudio y realizar trabajos de campo como levantamientos topográficos para obtener la planimetría y altimetría del casco urbano del municipio.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DEFINICIONES

2.1.1 TIPOS DE ALCANTARILLADO

Un sistema de alcantarillado sanitario es “un conjunto o sistema de obras, instalaciones y servicios que tienen por objeto la evacuación y disposición final de las aguas residuales; tal conjunto o sistema comprende: las alcantarillas sanitarias con sus pozos de visita, los colectores y los sistemas de tratamiento”¹. Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta el lugar de disposición final.

Los tipos de sistemas convencionales son:

- Alcantarillado separado
- Alcantarillado combinado

2.1.1.1 ALCANTARILLADO SEPARADO

El transporte se hace mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial, se conducen a su disposición final de manera que no se interfiera uno al otro.

Entre sus principales ventajas pueden mencionarse:

- Tuberías, pues se emplean colectores de menor diámetro.
- Las aguas lluvias se puede desembocar en algún río.
- Las aguas negras para tratar son en menor volumen, comparadas con el alcantarillado combinado y hace menor el costo.

¹ ANDA, Norma para Regular Calidad de Aguas Residuales de Tipo Especial Descargadas al Alcantarillado Sanitario 2005

2.1.1.2 ALCANTARILLADO COMBINADO

En este sistema tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema hasta el sitio de disposición final. Cabe aclarar que este tipo de sistema no es aplicable a nuestro país debido a que las “Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras” (ANDA 1998) no permiten esta modalidad de recolección de las aguas residuales y aguas lluvias.

2.1.2. ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Los componentes principales del alcantarillado sanitario son:

2.1.2.1 TUBERIAS

Las aguas residuales son transportadas desde su punto de origen hasta las instalaciones depuradoras a través de tuberías. Las cuales a su vez pueden estar clasificadas de la siguiente forma:

- Colector domiciliario o terciario: conducen las aguas residuales de los edificios o viviendas hasta otro colector.
- Colector secundario: son tuberías de pequeño diámetro que recibe los efluentes de los colectores domiciliarios.
- Colector troncal o principal: son las tuberías principales de gran dimensión que recibe los efluentes de varios colectores secundarios

2.1.2.2 POZOS DE VISITA

Los pozos de visita son estructuras que están formadas por fundación, cilindro, cono y tapadera. (Figura 2.1 y 2.2). Para recolectores con diámetros menores a 450 mm (18”), el pozo de visita tendrá un diámetro interno de 1.10m como mínimo. La altura del cono será de 0.90 cm. (Figura 2.3)

Los pozos pueden ser contruidos con ladrillo de barro, concreto o partes prefabricadas y podrán tener varias entradas, pero solamente una salida. De acuerdo con a la Norma de Anda, se deberá ubicar un pozo de visita cuando se cumpla alguna de las siguientes condiciones:

- Cuando se tenga cambio de pendiente
- Cuando se tenga cambio de dirección
- Cuando se tenga cambio de diámetro
- Cuando se tenga cambio de material en el colector
- Cuando se tenga cambio de material en el colector
- En la intercepción de colectores
- Cada cien metros
- Al inicio de un colector.

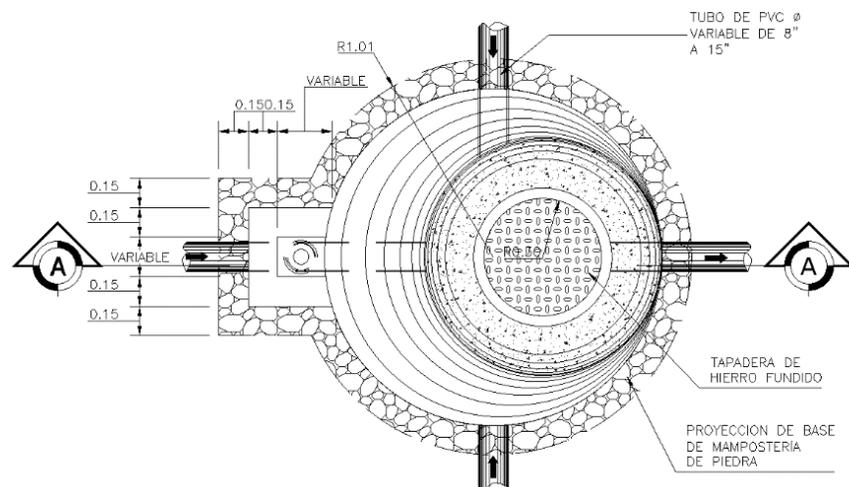


Figura 2. 1 Detalle en planta de un pozo de visita

Fuente: propia

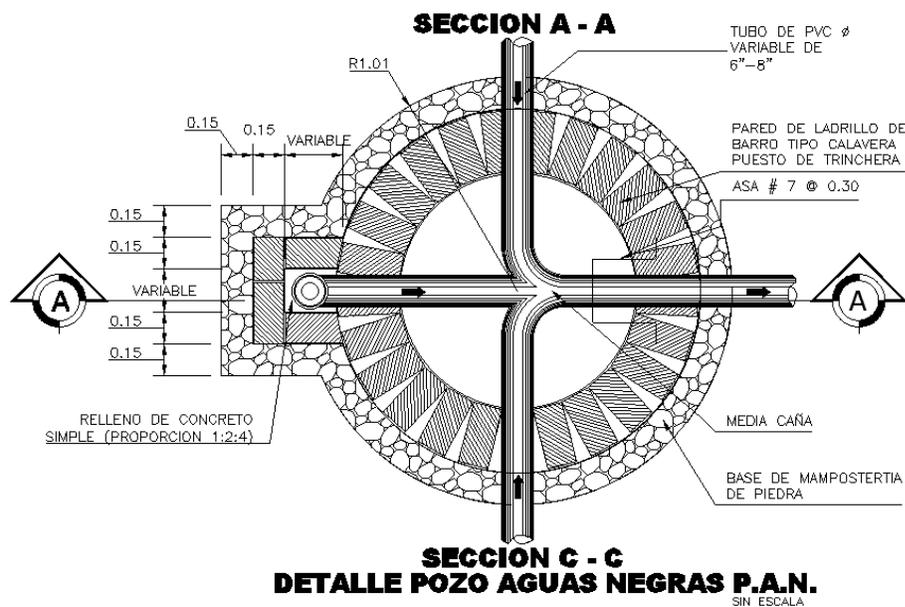


Figura 2. 2 Detalle en sección en la parte inferior de un pozo de visita

Fuente: propia

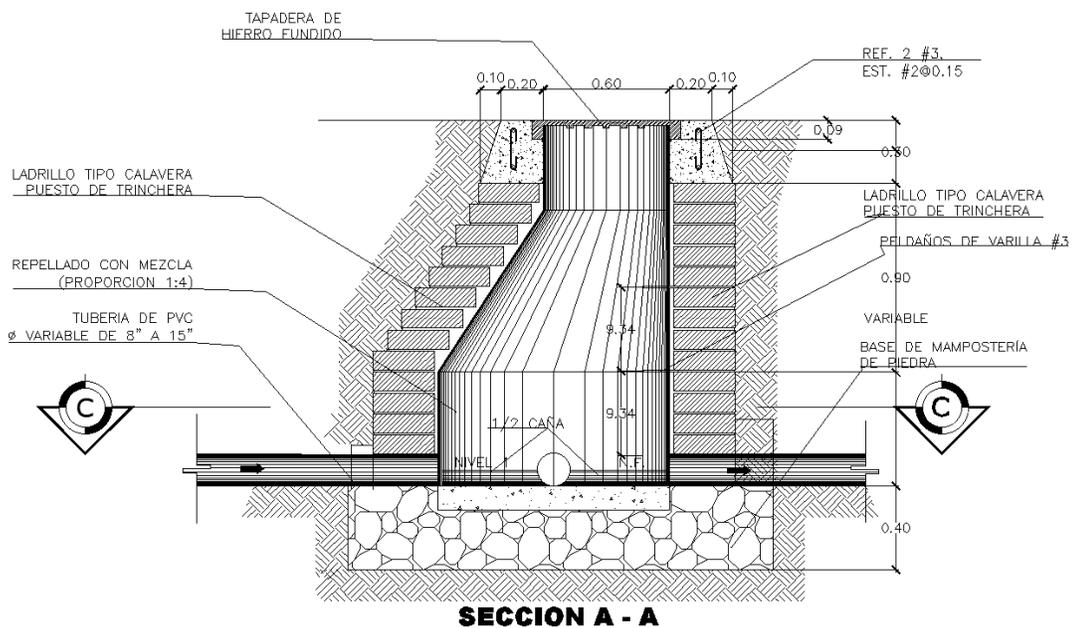


Figura 2.3 Detalle en elevación del pozo de visita.

Fuente: propia.

El diámetro interno del pozo de visita depende del diámetro de la tubería, para colectores de hasta 15", el diámetro interno será de 1.10m

2.1.2.3 POZOS DE VISITA CON CAJA DE SOSTÉN

Si la tubería entrante alcanza el pozo de visita a más de un metro sobre el nivel de fondo se construirá un pozo con caja de sostén (Figura 2.4); la caída no excederá de 4.00 m; hasta 7.50 m. de caída se usarán cajas dobles. Cuando el material de la tubería sea PVC las cajas de sostén se podrá sustituir por accesorios del mismo material.²

Las cajas de sostén se construirán según modelos de ANDA.

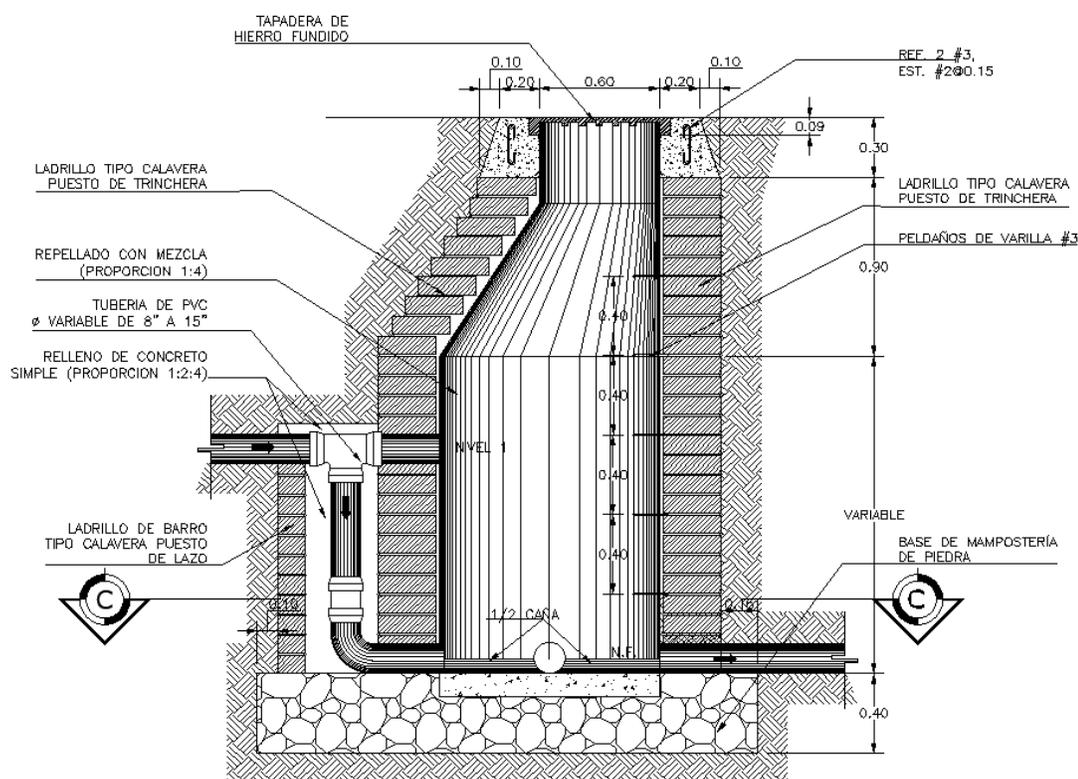


Figura 2 1 detalle en elevación de un pozo de visita con caja de sostén

Fuente: propia

² ANDA, Manual de Planificación de Alcantarillado.

De acuerdo con los planos tipo de ANDA se utilizarán cajas de sostén hasta de 15" de diámetro. Para diámetros mayores se deberá construir una caja disipadora de energía.

2.1.2.4 CAJAS DE INSPECCION

En pasajes peatonales, si la cama hidráulica del pozo se encuentra a una profundidad mayor de 1.40 m se construirá un pozo de diámetro interno de 1.10 m, si la profundidad es menor, se construirá una caja de 1m de lado y con profundidad al diseño del colector.

2.1.2.5 ACOMETIDAS DOMICILIARES

Las acometidas domiciliars es la parte de la red de alcantarillado que conecta la vivienda con el colector de aguas negras.

La acometida domiciliar deberá cumplir con las siguientes especificaciones: (Figura 2.5).

- Pendiente de la acometida 2%
- El diámetro mínimo es de 6"
- Profundidad máxima en el punto de conexión 0.80m
- La caja de conexión se deberá ubicar a 0.40m del cordón
- Las conexiones domiciliars no se conectarán a pozos de visita ni a colectores cuya profundidad exceda de 3m.
- En caso de profundidades de colectores mayores a 3m, se debe colocar un colector auxiliar para conectar las acometidas.³

³ ANDA, Manual de Planificación de Alcantarillado.

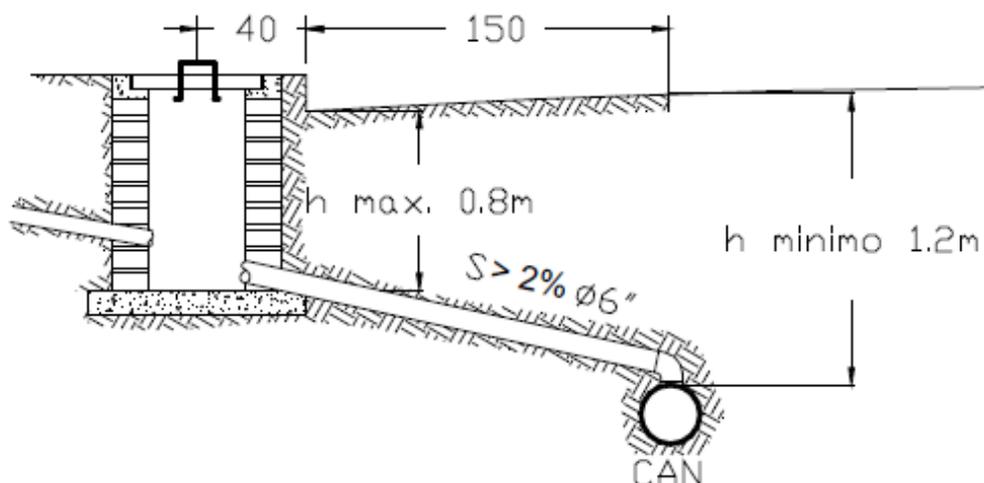


Figura 2 2 Acometida de aguas negras con caja de mampostería de ladrillo de barro.

Fuente: Manual de planificación de alcantarillado ANDA

La conexión de la red interna o local con la acometida domiciliar, podrá ser mediante caja de mampostería de ladrillo de barro o mediante accesorios.

2.1.2.6 MATERIALES PARA COLECTORES

Los colectores de aguas negras pueden consistir en tuberías de PVC, polietileno de alta densidad, cemento-arena, concreto simple, concreto reforzado o hierro fundido dúctil, de sección circular, para interceptores o emisarios se podrá usar canales con secciones de diferente forma (trapezoidal, rectangular, herradura, ovoide, etc.) cuando razones técnicas o económicas lo justifiquen.

Se deberá tomar en cuenta las condiciones de carga que deberá soportar la tubería, tanto la carga del suelo que cubre la tubería, como la carga por tráfico. En el caso de la tubería que se utilice, en especial con tuberías perfiladas, ya sea de perfil abierto o perfil cerrado, se deberán seguir las instrucciones del fabricante en cuanto al manejo, almacenamiento y colocación de tuberías.

2.1.3 AGUAS RESIDUALES

Se consideran aguas residuales a aquellos líquidos que han sido utilizados en las actividades diarias de una ciudad, sean estas del tipo domésticas, comerciales, industriales o agrícolas. Estos fluidos no deben ser vertidos directamente a cuerpos receptores de agua como lagunas, ríos, quebradas, etc. sin tratamiento previo, puesto que por su composición poseen contaminantes dañinos para la salud de las personas, y para la vida acuática.

2.1.3.1 TIPOS DE AGUAS RESIDUALES

Las plantas de tratamiento de aguas residuales pueden tratar todo tipo de agua contaminada. Sin embargo, para realizar todo el proceso, se debe conocer con anterioridad cuáles son los principales agentes contaminantes que contiene el agua a tratar, para así darle un proceso que garantice su total limpieza.

- **AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA.**

Estas aguas provienen de complejos residenciales, viviendas, restaurantes, algunas veces de centro comerciales o instituciones. Por su contenido pueden ser catalogadas como las aguas menos contaminadas, por no tener químicos importantes que se utilizan en las industrias. El agua residual doméstica también puede subdividirse en:

- Aguas negras: Son las que contienen orina y heces fecales (inodoros y uriniales).
- Aguas grises: Estas aguas principalmente contiene detergente y grasas, provienen de lavaplatos, lavadoras, lavabos y lavaderos. Además, contienen el agua de las duchas.

- **AGUAS RESIDUALES DE PROCEDENCIA INDUSTRIAL**

Son las que vierten las diferentes empresas de sus procesos de producción. En estas aguas no están incluidas las aguas domésticas. Estos dos tipos de agua

residual (aguas residuales domésticas y aguas residuales industriales) deben tratarse por separado debido a su diferente composición. Por lo que es muy probable que las industrias tengan un sistema de tratamiento para las aguas domésticas y otro para las industriales.

- **AGUA RESIDUAL AGRÍCOLA**

La búsqueda de una mayor productividad agrícola ha llevado al empleo de una gran variedad de sustancias que, a la vez que causan beneficios, pueden producir daños de forma indirecta, ya que los fertilizantes contienen nitratos, fosfatos y compuestos de amonio que al ser vertidos al agua contaminan los ríos, lagos y mares, alterando el equilibrio de las especies acuáticas.

En cuanto al uso de plaguicidas: herbicidas, fungicidas y pesticidas, estas sustancias pueden producir un efecto tóxico sobre las especies, incluido el hombre. En el agua, los pesticidas pueden ser descompuestos por mecanismos físicos, químicos y microbiológicos. Pero, para asegurar su biodegradación, antes de emitirlos al medio ambiente, se debe conocer su potencial de bioconcentración y biodegradación microbiana.

Además de todos estos problemas, está el hecho de que, estas aguas, al recoger los residuos del ganado, van a estar fuertemente cargadas de materia fecal, que se sumaría a la contaminación fecal contenida en las aguas domésticas de la población. Para evitar el riesgo que suponen los componentes de las aguas residuales agrícolas, se deben depurar antes de verterlas en aguas superficiales.

2.1.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica. Es de importancia el conocimiento de estas características de manera

que, al emplear métodos de análisis cuantitativos, se pueda determinar de forma precisa la composición química del agua residual.

A continuación, se muestran las principales propiedades físicas, así como sus principales constituyentes químicos y biológicos:

- **CARACTERÍSTICAS FÍSICAS**

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

A continuación, se detalla cada una de ellas:

- **Sólidos:** Es en efecto, la característica más relevante de las aguas residuales. Los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de fango (también conocido como lodos) y condiciones anaerobias cuando se vierte el agua residual sin tratar al entorno acuático. La manera de determinar el contenido de sólidos totales es mediante un proceso de evaporación del agua entre temperaturas de 103°C y 105°C. La materia que se obtiene como residuo de este proceso es conocida como SÓLIDOS TOTALES.



Figura 2 3 Aparato utilizado para la determinación de sólidos totales en el agua residual

Fuente: Wikipedia

Además, se somete la muestra a un proceso de sedimentación por un período de 60 minutos, a través del recipiente de forma cónica, llamado “cono Imhoff”⁴, y los sólidos que se acumulan al fondo de éste determinan la porción de sólidos sedimentables. Los sólidos sedimentables se expresan en unidades de ml/l y constituye una medida aproximada de la cantidad de lodos que se obtendrá en el tratamiento de decantación primaria del agua residual. Se introduce en uno de los conos un litro de agua bruta, la que entra en el decantador, y en el otro se introduce 1 litro del agua a la salida del decantador. Se deja reposar durante dos horas, y luego se lee, en la escala graduada, los volúmenes de sedimento. Siendo (a) el volumen de sedimento depositado en el cono que contiene el agua bruta, y (b) el volumen de sedimento del agua que ha pasado por el sedimentador (Figura 2.7), el índice de eficiencia (Ie) es la relación:

$$Ie = (a-b) / a$$

Se consideran aceptables los rendimientos cercanos al 85%.

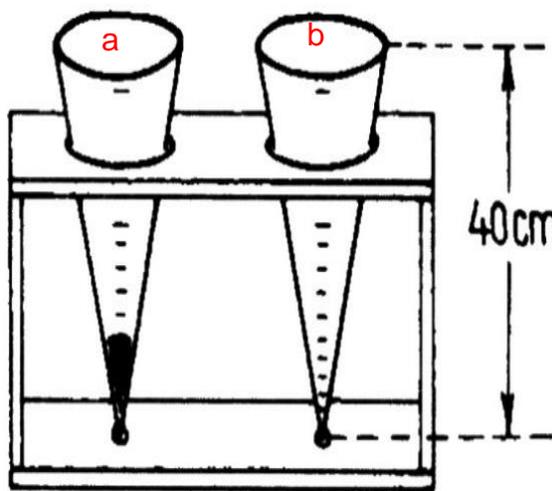


Figura 2.4 Cono de Imhoff.

Fuente: Wikipedia, definiciones úsales de calidad del agua.

⁴ Cono de Imhoff: es un recipiente graduado con paredes transparentes de forma cónica, con capacidad para 1 litro.

En la siguiente tabla se resumen los tipos de sólidos presentes en las aguas residuales.

Tabla 2.1 Definiciones para sólidos encontrados en aguas residuales.

Fuente: Ron Crites y George Tchobanoglous, "Tratamiento de aguas residuales", USA 2000.

PRUEBA	DESCRIPCIÓN
Sólidos totales (ST)	Residuo remanente después que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica (103 a 105 °C)
Sólidos volátiles totales (SVT)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los ST son calcinados (500 +/- 50°C)
Sólidos fijos totales (SFT)	Residuo que permanece después de incinerar los ST (500+/- 50°C)
Sólidos suspendidos totales (SST)	Fracción de ST retenido sobre un filtro con un tamaño de poro específico medido después de que ha sido secado a una temperatura específica.
Sólidos suspendidos volátiles (SSV)	Estos sólidos pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SST son calcinados (500+/-50°C)
Sólidos suspendidos fijos (SSF)	Residuo remanente después de calcinar SST (500 +/- 50°C)
Sólidos disueltos totales (SDT) (ST-SST)	Sólidos que pasaron a través del filtro y luego son evaporados y secados a una temperatura específica. La medida de SDT comprende coloides y sólidos disueltos. Los coloides son de tamaño 0.001 a 1 μm

Sólidos disueltos volátiles (SDV)(SVT-SST)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SDT son calcinados (500 +- 50°C).
Sólidos disueltos fijos (SDF)	Residuo remanente después de calcinar los SDT
Sólidos sedimentables	Sólidos suspendidos, expresados como mililitros por litros, que se sedimentarán por fuera de la suspensión dentro de un período de tiempo específico.

- **Olor:** Característico de la descomposición de la materia orgánica. Es principalmente una de las características más representativas de las aguas residuales que causan a menudo disgusto a la población. A medida que la descomposición de las aguas residuales avanza y los sulfatos son reducidos a sulfuros, se desprenden olores muy desagradables.
- **Color:** Que se deriva directamente de la degradación natural de la materia orgánica. Es también una característica indicativa de la edad de las aguas residuales, el agua residual reciente es de color grisáceo, pero a medida que los compuestos orgánicos son desdoblados por las bacterias, el oxígeno disuelto se reduce a cero y las condiciones se tornan anaeróbicas y su color cambia a negro. La remoción del color verdadero es muy compleja; el color causado por sólidos suspendidos se denomina color aparente, y el causado por sustancias vegetales disueltas y coloidales se denomina color verdadero.

Dependiendo del color, se puede estimar la condición general del agua residual, a continuación, se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.2 Condición general del agua residual.

Fuente: Ron Crites y George Tchobanoglous, "Tratamiento de aguas Residuales", USA

COLOR	DESCRIPCIÓN
Café claro	El agua lleva 6 horas después de la descarga.
Gris claro	Aguas que han sufrido algún grado de descomposición o que han permanecido un tiempo corto en los sistemas de recolección
Gris oscuro o negro	Aguas sépticas que han sufrido una fuerte descomposición bacteriana bajo condiciones anaerobias.

- **Temperatura:** esta característica física es un parámetro muy importante puesto que afecta tanto a la actividad biológica como a la cantidad de gases disueltos, la temperatura afecta directamente las reacciones químicas y las velocidades de reacción. En este sentido se puede observar que algunas de las características de las aguas residuales influyen en otras. El oxígeno es menos soluble en el agua caliente que en la fría. Un cambio repentino en las temperaturas puede dar como resultado un alto porcentaje de mortalidad en la vida acuática. Las temperaturas totalmente elevadas pueden dar lugar a un crecimiento indeseable de plantas acuáticas y hongos. Cuando la temperatura es baja el crecimiento y la reproducción de los microorganismos es baja también.

- **Turbiedad:** Esta propiedad define la cantidad de luz que es absorbida o disipada por el material suspendido en el agua. Una característica que se da cuando ocurre la desintegración y erosión de los materiales (resto de plantas, microorganismos, materiales arcillosos, limos, rocas, residuos industriales, etc.). Se encuentra además que la presencia de elementos como jabones y detergentes en las aguas residuales domésticas causan aumento en la

turbiedad. La medición de la turbiedad se obtiene mediante la comparación entre la intensidad de luz dispersa en una muestra y la luz dispersa por una suspensión de referencia bajo las mismas condiciones. Suspensiones de formacina se emplean como patrones primarios de referencia. Los resultados de las mediciones de turbiedad se dan en unidades nefelométricas de turbiedad (UNT).

- **Densidad:** Se define la densidad de un agua residual como su masa por unidad de volumen, expresada en kg/m^3 . Es una característica física importante del agua residual dado que de ella depende la potencial formación de corrientes de densidad en fangos de sedimentación y otras instalaciones de tratamiento. La densidad de las aguas residuales domésticas que no contengan grandes cantidades de residuos industriales es prácticamente la misma que la del agua a la misma temperatura. En ocasiones, se emplea como alternativa a la densidad el peso específico del agua residual, obtenido como cociente entre la densidad del agua residual y la densidad del agua.

Ambos parámetros, la densidad y el peso específico, dependen de la temperatura y varían en función de la concentración total de sólidos en el agua residual.

- **CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS**

Dentro del agua residual se encuentran cantidades considerables de elementos químicos inorgánicos, estos son nutrientes, constituyentes no metálicos, metales y gases. Entre los nutrientes inorgánicos tenemos amoníaco libre, nitrógeno orgánico y fósforo inorgánico.

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO):** Es la cantidad de oxígeno que utilizan los microorganismos para llevar a cabo la reducción de la materia

orgánica. En la prueba estándar de DBO, se vierte una pequeña muestra de agua residual en una botella (300 ml de volumen). Dicha botella se completa a volumen usando agua saturada con oxígeno y con los nutrientes requeridos para crecimiento biológico. Antes de tapar la botella se mide la concentración de oxígeno. La botella se encuba durante 5 días a 20°C para posteriormente volver a medir la concentración de oxígeno disuelto, expresado en miligramos por litro, dividido por la fracción decimal del volumen de muestra usada.

- **Demanda química de oxígeno (DQO):** Parte de los materiales orgánicos no se pueden degradar biológicamente porque resultan ser tóxicos como no biodegradables. Estos materiales son los pesticidas, insecticidas y herbicidas, Para conocer la cantidad de este tipo de materiales orgánicos no biodegradables se hace la prueba de Demanda Química de Oxígeno (DQO). Junto con la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) se puede calcular la cantidad de orgánicos biodegradables presentes en el agua. Esto se puede lograr restando el valor de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) al valor de la Demanda Química de Oxígeno (DQO).
- **Carbono Orgánico Total (COT):** Esta prueba es usada para la medición de carbono orgánico total presente en una muestra acuosa. Los métodos para la prueba del COT utilizan oxígeno y calor, radiación ultravioleta, oxidantes químicos o alguna combinación de éstos para convertir el carbono orgánico en dióxido de carbono, el cual es medido con un analizador infrarrojo o por otros medios. El COT del agua puede ser utilizado para medir el nivel de polución en el agua y, además, ha sido posible relacionar este parámetro con la DBO y la DQO. Por otro lado, este ensayo toma de 5 a 10 minutos para ser completado, lo que le da una ventaja a su favor.

- **Relaciones entre DBO, DQO, COT:** Dependiendo de la relación existente entre estos tres parámetros se puede hacer un análisis del tipo de tratamiento que se ha llevado a cabo en el agua residual. Así por ejemplo se tiene que si la reacción DBO/DQO para aguas no tratadas es mayor que 0.5, los residuos se consideran fácilmente tratables mediante procesos biológicos. Si la relación DBO/DQO es menor de 0.3, el residuo puede contener constituyentes tóxicos o se pueden requerir microorganismos aclimatados para su estabilización. A continuación, se muestra una tabla de las relaciones anteriormente mencionadas:

*Tabla 2.3 Comparación de varios parámetros utilizados para caracterizar aguas residuales.
Fuente Ron Crites y George Tchobanoglous, "Tratamiento de aguas residuales", USA 2000*

TIPO DE AGUA RESIDUAL	DBO/DQO	DBO/COT
No tratada	0.3-0.8	1.2-2.0
Después de Sedimentación primaria	0.4-0.6	0.8-1.2
Efluente final	0.1-0.3	0.2-0.5

- **PH:** La concentración de ion hidrógeno es un parámetro de calidad de gran importancia tanto para el caso de aguas naturales como residuales. El intervalo de concentraciones adecuado para la adecuada proliferación y desarrollo de la mayor parte de la vida biológica es bastante estrecho y crítico. El agua residual con concentraciones de ion hidrógeno inadecuadas presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración de ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas. La concentración de ion hidrógeno presente en el agua está muy estrechamente relacionada con la cuantía en que se disocian las moléculas de agua.

- **Acidez:** La acidez es importante en la práctica en tanto que en las aguas ácidas poseen propiedades corrosivas, por lo que atacan cualquier tipo de tubería utilizada.
- **Hidratos de carbono:** Ampliamente distribuidos por la naturaleza, los hidratos de carbono incluyen azúcares, almidones, celulosa y fibra de madera, compuestos todos ellos presentes en el agua residual. Los hidratos de carbono contienen carbono, oxígeno e hidrógeno. Los hidratos de carbono comunes contienen seis átomos de carbono por molécula (o un múltiplo de seis), y oxígeno e hidrógeno en las mismas proporciones en las que ambos elementos se hallan presentes en el agua. Algunos hidratos de carbono son solubles en agua, principalmente los azúcares, mientras que otros, como los almidones, son insolubles.

Los azúcares tienen tendencia a descomponerse; las enzimas de determinadas bacterias y fermentos dan lugar a un proceso de fermentación que incluye la producción de alcohol y dióxido de carbono. Los almidones, por otro lado, son más estables, pero se convierten en azúcares por la actividad bacteriana, así como por la acción de ácidos minerales diluidos. Desde el punto de vista del volumen y la resistencia a la descomposición, la celulosa es el hidrato de carbono cuya presencia en el agua residual es más importante. La destrucción de la celulosa es un proceso que se desarrolla sin dificultad en el terreno, principalmente gracias a la actividad de diversos hongos, cuya acción es especialmente notable en condiciones ácidas.

- **Calcio y magnesio:** Causa problemas de dureza en el agua. El principal problema que ocasiona la dureza en la industria es el provocar incrustaciones en los equipos de contención y conducción del agua caliente.

- **Cloruros:** Otro parámetro de calidad importante es la concentración de cloruros. Los cloruros que se encuentran en el agua natural proceden de la disolución de suelos y rocas que los contengan y que están en contacto con el agua. En el caso de aguas costeras, su presencia también es debida a la intrusión de aguas saladas. Otra fuente de cloruros es la descarga de aguas residuales domésticas, agrícolas e industriales a aguas superficiales. Las heces humanas, por ejemplo, suponen unos 6g de cloruros por persona y día.
- **Compuestos tóxicos:** Por su toxicidad ciertos cationes son de gran importancia en el tratamiento y vertido de las aguas residuales, ya que el boro, cromo, plata etc. son tóxicos en distintos grados para los microorganismos y por tanto deben tenerse en cuenta al proyectar una planta de tratamiento biológico.
- **Detergentes:** Los agentes tensoactivos tienden a acumularse en la interface aire-agua, impidiendo así el intercambio de oxígeno con el agua. Al crearse la espuma y ubicarse en la parte superior impide agua. Al crearse la espuma y ubicarse en la parte superior impide el paso de la luz el cual es importante para la actividad biológica.
- **Nitrógeno.** Los elementos nitrógeno y fósforo son esenciales para el crecimiento de protistas y plantas, razón por la cual reciben el nombre de nutrientes o bioestimuladores. Rastros de otros elementos, tales como el hierro, son necesarios para el crecimiento biológico. No obstante, el nitrógeno y el fósforo son, en la mayoría de los casos, los principales elementos nutritivos. Puesto que el nitrógeno es absolutamente básico para la síntesis de proteínas, será preciso conocer datos sobre la presencia de este en las aguas, y en qué cantidades, para valorar la posibilidad de tratamiento de las aguas residuales domésticas e industriales mediante procesos biológicos.

Cuando el contenido de nitrógeno sea insuficiente, será preciso añadirlo para hacer tratable el agua residual. En aquellos casos en los que sea necesario el control del crecimiento de algas en la masa de agua receptora para preservar los usos a que se destina, puede ser necesaria la eliminación o reducción del nitrógeno en las aguas residuales antes del vertido. El contenido total en nitrógeno está compuesto por nitrógeno orgánico, amoníaco, nitrito y nitrato.

- **Fósforo:** El fósforo también es esencial para el crecimiento de algas y otros organismos biológicos. Debido a que en aguas superficiales tienen lugar nocivas proliferaciones incontroladas de algas, actualmente existe mucho interés en limitar la cantidad de compuestos de fósforo que alcanzan las aguas superficiales por medio de vertidos de aguas residuales domésticas, industriales, y a través de las escorrentías naturales.
- **Gases disueltos:** En todas las aguas residuales se encuentran concentraciones en variadas proporciones, de gases disueltos. Entre ellos se encuentra el metano y el oxígeno. El Oxígeno está presente en el agua en su estado original, así como también disuelto en el aire que está en contacto con la superficie del líquido. El oxígeno es un factor muy importante en el tratamiento de las aguas residuales.

El Metano es el principal subproducto de la descomposición anaerobia de la materia orgánica del agua residual. El metano es un hidrocarburo combustible de alto valor energético, incoloro e inodoro. Normalmente, no se encuentra en grandes cantidades en el agua residual, puesto que incluso pequeñas cantidades de oxígeno tienden a ser tóxicas para los organismos responsables de la producción del metano. No obstante, en ocasiones, se

produce metano como resultado de un proceso de descomposición anaerobia que puede darse en depósitos acumulados en el fondo.

Debido a que el metano es sumamente combustible y a que el riesgo de explosión es elevado, los pozos de registro y empalmes de alcantarillas o cámaras de conexión en los que exista el riesgo de acumulaciones de gas deberán ser aireados con un ventilador portátil antes y durante los lapsos de tiempo en los que los operarios trabajen en ellos. Además, deberán disponerse carteles de aviso sobre el peligro de explosión existente, y los operarios deberán ser instruidos acerca de las medidas de seguridad que hay que respetar durante los horarios de trabajo en las estructuras en las que pueda aparecer el gas.

- **CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS**

Es de importancia conocer las características biológicas de las aguas residuales, para familiarizarse con temas como: principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos. También organismos patógenos presentes en las aguas residuales; organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia; métodos empleados para determinar los organismos indicadores, y métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

- **Bacterias.** El papel que desempeñan las bacterias en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento, es amplio y de gran importancia. Por ello resulta imprescindible conocer sus características, funciones, metabolismos y proceso de síntesis. Los coliformes también se emplean como indicadores de la contaminación por desechos humanos. Las bacterias

en los sistemas de tratamiento de aguas residuales eliminan la materia orgánica (disuelta como en partículas) para transformarla en crecimiento de nuevas células y en subproductos, es decir, son descomponedores primarios.

- **Hongos:** Los hongos son protistas eucariotas aerobios, multicelulares, no fotosintéticos y quimio heterótrofos. Muchos de los hongos son saprófitos; basan su alimentación en materia orgánica muerta. Juntos con las bacterias, los hongos son los principales responsables de la descomposición del carbono en la biosfera. Desde el punto de vista ecológico, los hongos presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos. Sin la colaboración de los hongos en los procesos de degradación de la materia orgánica el ciclo del carbono se interrumpiría en poco tiempo, y la materia orgánica empezaría a acumularse.
- **Algas:** Las algas pueden presentar serios inconvenientes en las aguas superficiales, puesto que pueden reproducirse rápidamente cuando las condiciones son favorables. Este fenómeno, que se conoce con el nombre de crecimiento explosivo, puede conducir a que ríos, lagos y embalses sean cubiertos por grandes colonias flotantes de algas. Los crecimientos explosivos son característicos de los llamados lagos eutróficos, que son lagos con gran contenido en compuestos necesarios para el crecimiento biológico. Puesto que el efluente de las plantas de tratamiento del agua residual suele ser rico en nutrientes biológicos, la descarga del efluente en los lagos provoca su enriquecimiento y aumenta su tasa de eutrofización.

En los ríos pueden producirse efectos análogos. La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento, ya que puede originar problemas de olor

y de sabor. En cuanto a los usos del agua relacionados con el ocio, las algas también pueden alterar el valor de las aguas superficiales debido al crecimiento de ciertas especies de peces y formas de vida acuáticas. La determinación de la concentración de algas en aguas superficiales se realiza tomando muestras por alguno de los métodos conocidos y haciendo un recuento al microscopio.

- **Protozoos:** Los protozoos son microorganismos eucariotas cuya estructura está formada por una sola célula abierta. La mayoría de los protozoos son aerobios o facultativamente quimio heterotropos anaerobios, aunque se conocen algunos anaerobios. Los protozoos de importancia para el ingeniero sanitario son las amebas, los flagelados y los ciliados libres y fijos. Los protozoos se alimentan de bacterias y otros microorganismos microscópicos. Tienen una importancia capital, tanto en el funcionamiento de los tratamientos biológicos como en la purificación de cursos de agua ya que son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes tipos de microorganismos.

En el agua de suministro es importante controlar la presencia de la *Giardia lamblia* y de *Cryptosporidium*, como agente causante de infecciones potencialmente mortales para pacientes con síndrome de inmunodeficiencia adquirida (SIDA).

- **Plantas y animales:** Las diferentes plantas y animales que tienen importancia para el ingeniero sanitario tienen tamaños muy variados: desde los gusanos y rotíferos microscópicos hasta crustáceos macroscópicos. El conocimiento de estos organismos resulta útil a la hora de valorar el estado de lagos y corrientes, al determinar la toxicidad de las aguas residuales evacuadas al medio ambiente, y a la hora de determinar la efectividad de la vida biológica en los tratamientos secundarios empleados para destruir los residuos orgánicos. Desde el punto de vista de la salud pública, existen ciertos gusanos

que merecen especial atención y preocupación. Los platelmintos (comúnmente llamados gusanos planos) y los asquelmintos son importantes familias de gusanos. Los platelmintos como la Tubelaria están presentes en lagos y cursos de agua de todo el mundo, y la Trematoda y la Cestoda son formas parasíticas de gran importancia para la salud pública.

- **Organismos Patógenos:** Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del aparato intestinal como la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería, diarreas y cólera. Debido a la alta infecciosidad de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países con escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.
- **Coliformes:** El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias con forma de bastoncillos, conocidas como organismos coliformes. Aparte de otras clases de bacterias, cada ser humano evacua de 100.000 a 400.000 millones de organismos coliformes cada día. Por ello, se considera que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquéllos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades. Las bacterias coliformes incluyen los géneros Escherichia y Aerobacter.

2.1.4 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales deben recibir tratamiento previo a ser vertido a un cuerpo receptor de agua, estos procesos pueden ser físicos, químicos y biológicos para eliminar precisamente contaminantes del tipo físico, químico y biológico. Con ello se pretende que el producto de dichos procesos sea un agua limpia (o efluente

tratado) y reutilizable, incluyendo los residuos sólidos o fango (llamado también biosólido o lodo) que posteriormente puedan ser reutilizados convenientemente. Es muy común llamarlo depuración de aguas residuales para distinguirlo del tratamiento de aguas potables.

Se pueden generalizar los sistemas de tratamiento de aguas residuales como, tratamientos dentro del sitio donde éstos son generados, o bien pueden ser recogidos y transportados mediante una red de tuberías hacia una planta de tratamiento ubicada dentro de la ciudad.

Por tipo de proceso, los sistemas de tratamiento residuales se clasifican en:

- Procesos físicos: Remoción de Material en suspensión, rejillas, trituradores, sedimentador primario, espesadores y filtración.
- Procesos químicos: Aplicación de productos químicos para la eliminación o conversión de los contaminantes. Precipitación, adsorción y desinfección.
- Procesos biológicos: Se llevan a cabo gracias a la actividad biológica de los microorganismos, a la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes, como también N y P (Nitrógeno y Fósforo) y producción de gases.

2.1.4.1 SISTEMAS MÁS UTILIZADOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR

En El Salvador se han empleado varios sistemas de tratamiento para aguas residuales, éstos van desde los procesos aeróbicos (en presencia de oxígeno) hasta los anaerobios (sin presencia de oxígeno). De los tratamientos aeróbicos los más conocidos en nuestro país son los de filtración biológica o filtro percolador, las lagunas de oxidación tipo facultativas y de maduración y últimamente los sistemas de lodos activados (mecanizados); de los anaeróbicos:

la fosa o tanque séptico, las lagunas anaeróbicas, el tanque Imhoff, el Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA) y el Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA).

- **TANQUES IMHOFF:**

Los Tanques Imhoff, junto a las lagunas de oxidación, fueron los primeros sistemas de tratamiento que se construyeron en El Salvador. Estos tanques, por tener dos cámaras sobrepuestas (sedimentación de tipo horizontal y almacenamiento (digestión) de lodos), no tienen buena remoción de contaminantes y su eficiencia comprobada con análisis de laboratorio anda por debajo del 30%. Todos estos sistemas de tratamiento para aguas residuales quedaron abandonados sin ningún mantenimiento por muchos años y en 1990 se inició la rehabilitación de algunos, convirtiéndolos de tanque Imhoff en Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (del cual hablaremos posteriormente). En la actualidad su construcción ya no es tan común, ya que requiere de mantenimiento constante para su correcto funcionamiento.

- **LAGUNAS DE OXIDACIÓN:**

Se tiene conocimiento que se han construido varias lagunas de oxidación en el país: en dos municipios (Santiago Nonualco y Zaragoza), en varios cuarteles (El Paraíso, en Chalatenango; Base Aérea Militar y Academia de Seguridad Pública, en Comalapa) y para la industria. Para los dos primeros se han tenido buenos resultados, pero para el último no han funcionado bien debido a las altas cargas de contaminantes que son vertidas en ellas: Ej. Una industria de toallas, una industria papelera y una granja avícola etc. Las lagunas de oxidación a nivel de urbanizaciones no han tenido auge debido a que se necesita mucho terreno para su construcción (aproximadamente 2.0 m² por persona), el cual debe ser de topografía plana, pudiéndose implementar en la zona costera del país.

Es de mencionar que este tipo de sistema tiene la ventaja que necesita relativamente de poco mantenimiento. En la actualidad cuentan con operación y mantenimiento permanente y las visitas de inspección son más frecuentes.



Figura 2.8 Laguna de Oxidación facultativa para la ciudad de Zaragoza, Departamento de La Libertad (Construida en el año de 1982)

Fuente: "Tratamiento de aguas residuales domésticas en Centroamérica", Stewart M. Oakley, Louis Salguero.



Figura 2.9 Laguna de maduración para la ciudad de Zaragoza, Departamento de la Libertad (construido en el año de 1982).

Fuente: "Tratamiento de aguas residuales domésticas en Centroamérica", Stewart M. Oakley, Louis Salguero.

- **FILTRO PERCOLADOR:**

Este sistema de tratamiento es de fácil operación y mantenimiento, a la vez no emplea equipo electromecánico. De este tipo de planta se han construido varias para tratar un caudal máximo de aguas negras de 31.25 litros/segundo, equivalentes a unas 18,000 personas con un aporte de aguas negras de 150 lt/persona por día, pero por las experiencias que se han tenido es recomendable hacer módulos para un máximo de 6,000 habitantes.

En 1988 se hicieron en El Salvador los primeros diseños, pero las primeras plantas que se construyeron tuvieron diferentes problemas que en algunas se han solventado, por ejemplo, se puede mencionar que los materiales utilizados en varias unidades llevan estructuras metálicas, que con los gases se corroyeron con facilidad y quedaron fuera de funcionamiento. En la actualidad se están construyendo de concreto. Además, para el diseño de los filtros percoladores en algunas plantas, por falta de datos de aforo, se calculó con poco aporte de aguas negras y no se incrementó un factor de seguridad al caudal de diseño, dando como resultado el sub-dimensionamiento de las plantas.

- **REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA):**

En 1990, se modificó el primer Tanque Imhoff a Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA), siendo éste el de la Urbanización Chávez Galeano, en Ayutuxtepeque. El sistema estaba abandonado y fuera de funcionamiento, por lo que se limpió el lodo que tenía acumulado y se cambió el flujo original del agua de horizontal a vertical. Para esto se utilizaron tuberías de PVC Ø4" que fueron introducidas hasta el fondo del tanque y en el compartimiento de sedimentación se colocaron dos canaletas para que el flujo de agua fuera uniforme.

Con esta modificación se logró mejorar la eficiencia de un 35% a un 65-70%. Utilizando las unidades construidas se logró un sistema de tratamiento con calidad de efluente aceptable; éste quedó de la siguiente manera: un Desarenador, un RAFA, un Tanque Imhoff, Batería de Filtros biológicos, y un sedimentador secundario el cual fue construido utilizando el espacio de dos filtros biológicos.

Este sistema sin el tanque Imhoff es el que en la actualidad se está utilizando junto a los Filtros Percoladores, cambiando únicamente el sedimentador primario por un RAFA. Ya en funcionamiento se iniciaron los muestreos del sistema durante varios meses, con los cuales se comprobó la eficiencia del RAFA.

- **LODOS ACTIVADOS, MODALIDAD AERACIÓN PROLONGADA:**

Uno de los primeros sistemas de tratamiento que se construyó y del que se tiene conocimiento es el de El Puerto de La Libertad (Planta Chilama). Este, desde su inicio, no funcionó por problemas de diseño: poca cantidad de aire y el caudal de aguas que ingresa a ella es en forma puntual o intermitente por medio de una estación de bombeo, por lo que nunca se estabilizó.

Existieron varias demandas y al final se rehabilitó; se hicieron varias modificaciones al diseño original y se le instalaron dos equipos de aeración de 30 HP. Aunque el caudal sobrepasa la capacidad de la planta de tratamiento, ésta quedó funcionando aceptablemente.

En los años 90's, se empezaron a introducir plantas de lodos activados modalidad Aeración Prolongada (compuestas por módulos) a las que presentaban como "plantas paquete," que es muy diferente a módulo. Inicialmente no se consideró la construcción de unidades de Tratamiento Preliminar para retener en ellas sólidos gruesos y arena, ni la construcción de los

patios de secado de lodos; posteriormente se corrigieron estos errores. Una ventaja de las plantas de Lodos Activados es que los olores provenientes de las mismas se minimizan gracias a la inyección de aire.

El inconveniente es que, por ser plantas mecanizadas, los equipos de aeración y bombeo consumen una considerable cantidad de energía eléctrica, lo que incrementa el costo del metro cúbico de agua tratada en comparación a los sistemas por gravedad. Algunas de estas plantas, al igual que algunas de otros tipos, no han funcionado bien por diferentes razones.

Entre los problemas que se pueden mencionar están: poca inyección de aire (equipos de aeración con menos capacidad a lo requerido), mala recirculación de lodos (activación de lodos), falta de controles de laboratorio, y mala operación y mantenimiento.

2.1.5 ELEMENTOS DE SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Como bien es sabido, las grandes ciudades o centros urbanos del mundo producen una gran cantidad de aguas residuales, que en la mayoría de los casos son vertidas al medio ambiente sin un tratamiento adecuado, además de ser vistas como una carga de la que hay que deshacerse, por esta razón es indispensable cambiar esa percepción, y pasar de pensar en las aguas residuales como un problema a pensar en una solución, mediante el uso de plantas de tratamiento de aguas residuales, que permiten contener el agua contaminada para que esta pase por un proceso de limpieza que consta de diferentes tratamientos.

Cada uno de estos procesos cumple una función específica de remoción de partículas indeseables en las aguas, por lo que la elección de alguno de ellos

dependerá únicamente de los constituyentes a remover, y de esa manera obtener un efluente de calidad que haga posible su reutilización.

2.1.5.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO.

El pretratamiento “es el conjunto de unidades que tienen como finalidad eliminar materiales gruesos, que podrían perjudicar los siguientes procesos del sistema⁵. Los elementos por retener son arena, piedras, plásticos, algunos sólidos con diámetros mayores de 2.0 pulgadas y cualquier otro elemento extraño que pueda ser retenido en la criba o en el canal desarenador.

El Pretratamiento es común para todos los sistemas de tratamiento a base de Filtros Percoladores con sedimentación, Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente, Lodos Activados, o Lagunas de Oxidación, etc. Incluye los siguientes elementos: Cámara de rejillas o Criba, desarenador, aforador de caudales Parshall o Vertedero en “V” y cámara de retención de grasas o Trampa de grasas.

- **CÁMARA DE REJAS O CRIBA.**

El pretratamiento con rejillas es uno de los procesos más antiguos en las plantas de tratamiento de las aguas residuales. Son barras paralelas de diferentes secciones separadas a cierta distancia. Se sitúan en posición transversal al caudal de tal forma que el agua pase a través de ellas quedando los sólidos retenidos. Algunas de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales modernas emplean rejillas, rejillas gruesas y rejillas finas. Las rejillas gruesas (6 mm a 2.5 cm de apertura) eliminan sólidos grandes, y las rejillas finas (1.5 a 6 mm de apertura).

⁵ Guía de referencia se Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América.

El tamaño de los barrotes usados en las rejillas dependerá de los materiales que se pretende retener, con el fin de que sean lo suficientemente fuertes para que no se deformen. Las rejas de barras se pueden limpiar manual o mecánicamente. Las características de ambos se comparan en la tabla 2.4

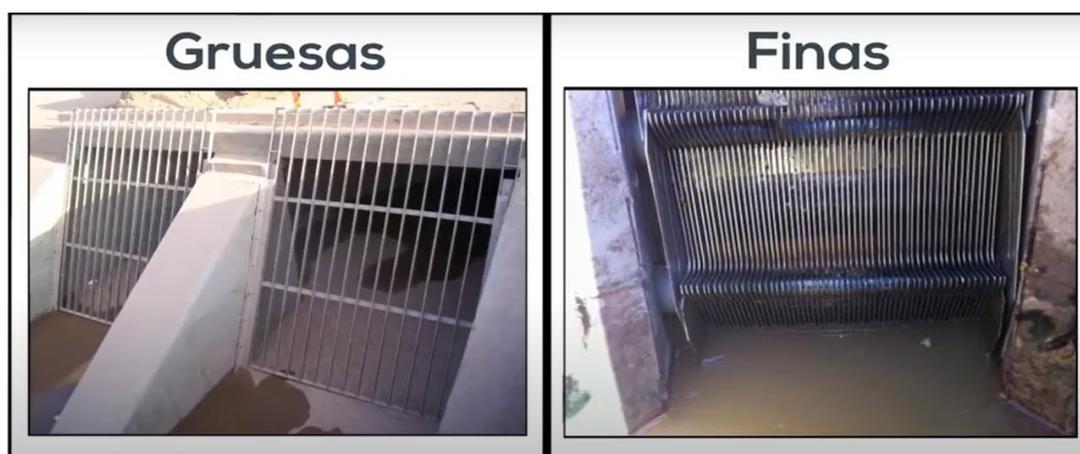


Figura 2. 10 ilustración de rejillas gruesas y finas. Fuente: Tratamiento de aguas residuales, Universidad Politécnica, Salesiana de Ecuador.

Tabla 2. 4 características de barras de limpieza manual y mecánica.

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996.

CARACTERISTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECANICA
Tamaño de la barra:	5 – 15	5 – 15
Anchura, mm	25 – 37.5	25 – 37.5
Profundidad, mm.		
Separación entre barras, mm.	25 - 50	15 – 75
Pendiente en relación con la vertical, grados.	25 - 50	50 – 82.5
Velocidad de aproximación, m/s.	150	150
Pérdida de carga admisible, mm.	150	150

Para facilitar la extracción de basura y reducir la tendencia a obstrucciones, las rejillas de limpieza manual tienen inclinaciones de 45 a 60 grados con respecto a la horizontal y de 75 a 90 grados para el caso de rejillas de limpieza automática.

Las rejillas se rastrillan manualmente (Figura 2.12), hacia una placa perforada donde drenan los desechos, conocido como depósito escurridor, posteriormente estos desechos se llevan a incineración o a un relleno sanitario. Si las rejillas se limpian con poca frecuencia, cuando el remanso causado por la acumulación de sólidos finalmente se libera por la limpieza, puede provocar oscilaciones bruscas de flujo. Estas oleadas de alta velocidad pueden reducir la eficiencia de captura de sólidos, los cuales pasan a las unidades de los sistemas siguientes.

Normalmente se colocan rejillas de limpieza manual en las instalaciones pequeñas de tratamiento y en donde se han colocado trituradores y cribas que se limpian mecánicamente.



Figura 2.11. Rejilla media con lámina perforada para escurrimiento del material extraído.

Fuente: Tratamiento de aguas residuales, Universidad Politécnica Salesiana de Ecuador



. Figura 2.12 Operario retirando manualmente los sólidos retenidos en la rejilla
Fuente: Tratamiento de Aguas Residuales. Universidad Politécnica Salesiana de Ecuador

Se tiene además las llamadas rejillas de limpieza automática, las cuales tienen aperturas que normalmente oscilan entre 6 y 38 mm, con barras establecidas en ángulos de 0 a 30 grados respecto a la vertical. La limpieza mecánica, en comparación con la manual, tiende a reducir los costos laborales, mejorar las condiciones de flujo y de captura de cribado y reducir las molestias de malos olores.



Figura 2.13 Rejillas de limpieza automáticas
Fuente: Tratamiento de Aguas Residuales. Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador

- **DESARENADOR.**

En el desarenador, como lo indica su nombre, se remueven las partículas de arena y similares, que tienen un peso específico de cercano a $2,65 \text{ g/cm}^3$ y tamaños superiores a los $0,15 \text{ mm}$ de diámetro (ej. cáscaras, semillas). Este tipo de partículas presentes, especialmente, en las aguas residuales urbanas y muy rara vez en las de tipo industrial, causan abrasión y daños en las tuberías y en otros equipos de la depuradora.

Los desarenadores consisten, simplemente, en un ensanchamiento del canal de pretratamiento, en donde la velocidad del agua disminuye lo necesario para permitir la sedimentación de las partículas discretas, pero no lo suficiente para que se presente asentamiento de la materia orgánica. Su diseño está soportado, entonces, en las velocidades de sedimentación de las partículas que quieren removerse. El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse y usualmente varía de veinte segundos a un minuto.

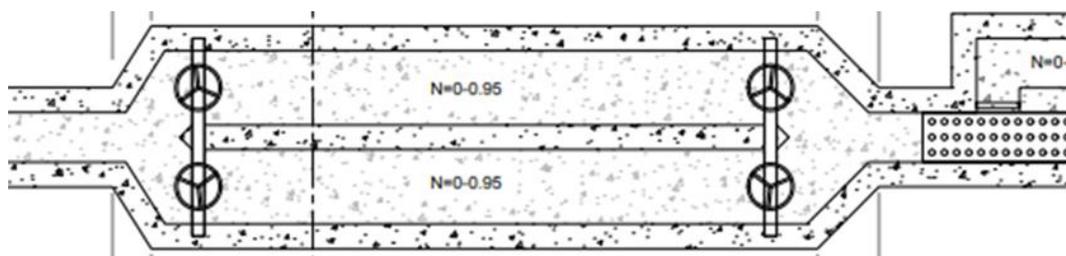


Figura 2.14. Esquema en planta de desarenador.

Fuente: Propia

- Características de las arenas: En general la mayor parte de material removido como arena es en esencia inerte y relativamente seco. Sin embargo, la composición de arena es variable con contenidos que varían entre 13% y 65%, y contenido de material volátil entre 1% y 56%.

- Cantidad de arena: La cantidad de arena varia ampliamente de una localidad a otra, dependiendo del tipo de sistema de recolección, las características del área de drenaje, el estado de la red de alcantarillado, las clases de vertimiento industriales, el número de trituradores domésticos de basura y el contenido de arena en el suelo de la región.
- Separación y lavados de arenas: La arena sin lavar puede contener 50% o más de materia orgánica, por lo que una inapropiada disposición de ese material ocasionaría la proliferación de insectos y roedores.
- Disposición de las arenas: La forma más común de disponer arenas provenientes de pequeñas plantas de tratamiento es el relleno sanitario.

- **TRAMPA DE GRASAS.**

La forma más simple y económica para la eliminación de las grasas y aceites se basa en aprovechar su flotabilidad, por lo que, bajo el principio del sifón, los flotantes quedan retenidas en la superficie del líquido.

La utilización de las trampas de grasa no es requerida para viviendas, estas más bien se utilizan en instalaciones que contemplen centros de preparación de alimentos como hoteles, restaurantes y cafeterías para atención de más de 50 personas.⁶

Es fundamental que la trampa de grasas se someta a un mantenimiento adecuado e inspección rigurosa. El inadecuado control de los niveles de grasa, aceite y sólidos acumulados en las trampas generarán muchos problemas que pueden y deben ser evitados. Se debe capacitar a todos los colaboradores

⁶ Propuesta de reglamento técnico salvadoreño para el diseño y construcción de sistemas de tratamiento de aguas residual.

involucrados, el modo efectivo de tratar las grasas, aceites o utensilios impregnados con los mismos.

2.1.5.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.

Su finalidad es remover sólidos suspendidos que son removidos por sedimentación, filtración, flotación y precipitación. Dentro de estos Sólidos Suspendidos pueden distinguirse:

- Los sólidos sedimentables: son los que sedimentan al dejar el agua residual en condiciones de reposo durante cierto tiempo, este tiempo también depende del tamaño del sedimentador
- Los sólidos flotantes
- Los sólidos coloidales

En general, parte de los Sólidos Suspendidos están constituidos por materia orgánica, consecuencia del tratamiento primario, suele ser la reducción de la DBO. El grado de reducción de estos índices de contaminación depende del proceso utilizado y de las características del agua residual. Dependiendo el proceso o tipo de tratamiento, se pueden utilizar para el Tratamiento Primario cualquiera de las siguientes unidades que se describirán posteriormente:

- **SEDIMENTADOR PRIMARIO.**

Se denominan tanques de sedimentación primaria aquellos que reciben aguas residuales crudas, antes del tratamiento biológico (Figura 2.20). estos tanques pueden ser rectangulares o circulares. En el rectangular, el agua residual cruda ingresa por una serie de aperturas, cerca de la superficie del extremo de la entrada del tanque y avanza moviéndose a lo largo de este, con velocidad muy baja, hasta descargar por el extremo opuesto sobre un vertedero.



Figura 2. 20 ubicación del clarificador primario en una planta de tratamiento

Fuente: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales. Comisión Nacional del Agua. México

- **REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE.**

Se utiliza para la remoción de carga orgánica la cual puede alcanzar valores de eficiencia en el rango de 50% hasta el 70% opera bajo condiciones de demandas pico, la capacidad de estabilizar algunos elementos tóxicos comunes en las aguas residuales que pueden ser perjudiciales en la siguiente fase de tratamiento (filtro percolador) protegiendo así su equilibrio biológico. (Figura 2.21).



Figura 2. 3 Construcción de un reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente. (RAFA).

Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América

- **TANQUES O CUBETAS DE AIREACIÓN.**

Son tanques metálicos o de concreto con una profundidad promedio de 4.00 metros (Figura 2.24). Son llamados “reactores biológicos”, porque ellos proporcionan el ambiente y el tiempo necesario para que ocurra el proceso de estatización biológica. El mantenimiento de las condiciones aeróbicas requiere suficiente oxígeno. El oxígeno por lo general es proporcionado por cualquiera de los siguientes procesos:

- **Aireadores mecánicos:** de superficie, rotores horizontales o aireadores de turbina sumergida. (Figura 2.23).
- **Sistemas de aire difuso:** que requieren ventiladores o compresores de aire y difusores. (Figura 2.22).



Figura 2.22. Compresores (blowers) para aireación.

Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América



Figura 2.23 Aireadores superficiales instalados.

Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América



Figura 2.24. Cubeta de aireación en funcionamiento en una planta de lodos activos.

Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América

- **FOSA SÉPTICA.**

Son unidades de tratamiento primario de las aguas negras domesticas que combinan los procesos de sedimentación y digestión anaerobia de lodos, usualmente se diseñan con dos cámaras que operan en serie. Se trata de una forma sencilla y barata de tratar las aguas negras y está indicada para zonas rurales o residencias situadas en parajes aislados. Sin embargo, el tratamiento no es tan completo como en una estación para tratamiento de aguas negras.

Las fosas sépticas son las primeras unidades del sistema de tratamiento. En estas se lleva a cabo la sedimentación de sólidos que normalmente se maneja en una planta de tratamiento convencional por clarificador primario.

Estas fosas deben ser herméticas y deben disponer de un puerto de inspección. La hermeticidad de las fosas es fundamental para minimizar problemas hidráulicos causados por la infiltración.



Figura 2. 4 Figura 2.25. Planta piloto de tratamiento con filtro de medio granular. Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América

2.1.5.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO:

Su objetivo es el remover material orgánico en suspensión. Se utilizan procesos biológicos, aprovechando la acción de microorganismos, que en su proceso de alimentación degradan o transforman la materia orgánica. El grado de reducción de estos índices de contaminación depende del proceso utilizado y de las características del agua residual. Para el Tratamiento Secundario dependiendo el tipo o proceso de tratamiento se pueden utilizar cualquiera de las siguientes unidades:

- Filtro Percolador y Sedimentación Secundaria si el tratamiento primario es Sedimentador primario o Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente.
- Sedimentación Secundaria en planta de lodos activados.
- Laguna de maduración, si el tratamiento primario es Laguna Facultativa.
- Laguna Facultativa, si el tratamiento primario es Laguna Anaerobia o Aerobia.
- Filtro de Medio Granular con Recirculación, si el tratamiento primario es Fosa Séptica.

2.1.5.4 TRATAMIENTO DE LODOS:

Los sólidos primarios gruesos y los bio-sólidos secundarios acumulados en un proceso del tratamiento de aguas residuales se llaman lodos, se deben tratar y

disponer de una manera segura. Este material a menudo se contamina inadvertidamente con los compuestos orgánicos e inorgánicos. El propósito de la digestión es reducir la cantidad de materia orgánica y el número de los microorganismos presentes en los sólidos que causan enfermedades. Las opciones más comunes del tratamiento de lodos deben incluir: digestión de lodos que puede ser a través de un Digestor de lodos Anaeróbico y Digestor de lodos Aeróbico y además la deshidratación o secado de lodos, que se puede realizar mediante Filtros Prensa y Patios de Sacado.

- **DIGESTOR DE LODOS.**

Es una estructura de forma tronco – cónico. El digestor de lodos almacenará, espesará y digerirá los lodos provenientes de los sedimentadores, ver figura 2.26. La digestión de los lodos se logra mediante una intensa actividad de bacterias anaerobias y tiempo para tal estabilización, depende de la temperatura ambiente; en climas tropicales cálidos, el periodo para digerir lodos oscila de uno a cuatro meses.



Figura 2.26. Digestor de lodos en funcionamiento

*Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales
utilizados en Centro América*

- PATIOS DE SECADO.

Es común para cualquier tipo de tratamiento por lo tanto se utiliza en cualquier sistema. Esta es la forma de tratamiento de lodos más sencilla. Su función es la deshidratación de los lodos por medio de la filtración y evaporación, para esto, los lodos digeridos se descargan y extienden en patios de fondo permeable, el espesor de capas de lodo en los patios de secado será de 15 a 30 cm. Como máximo, para agilizar la deshidratación se recomienda que los patios de secado tengan la superficie expuesta al aire y el sol. (Figura 2.27).



Figura 2.27 Patios de secado con lodos secos.

Fuente: Guía de referencia de Sistema de tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América

CAPÍTULO III: ESTUDIO DE LA MUNICIPALIDAD

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

San Pedro Perulapán, es un municipio del departamento de Cuscatlán, El Salvador. Tiene un área de 90.48 km². En la figura 3.1 se muestra una parte del casco urbano de la ciudad de San Pedro Perulapán.



Figura 3.1 Casco urbano de san Pedro Perulapán

Fuente: propia.

La cabecera del municipio está situado a 14 km al noroeste de la Ciudad de Cojutepeque y 25.7 km de San Salvador capital del país; con una elevación 640 msnm. (medido sobre el nivel del mar).

Su ubicación geográfica es: Al Norte con Tenancingo y Oratorio de Concepción del departamento de Cuscatlán, al Este con San Bartolomé Perulapía, al Sur con el Lago de Ilopango y la Ciudad de San Martín (San Salvador), y al Oeste con Santa Cruz Michapa y Cojutepeque. (Figura 3.2)

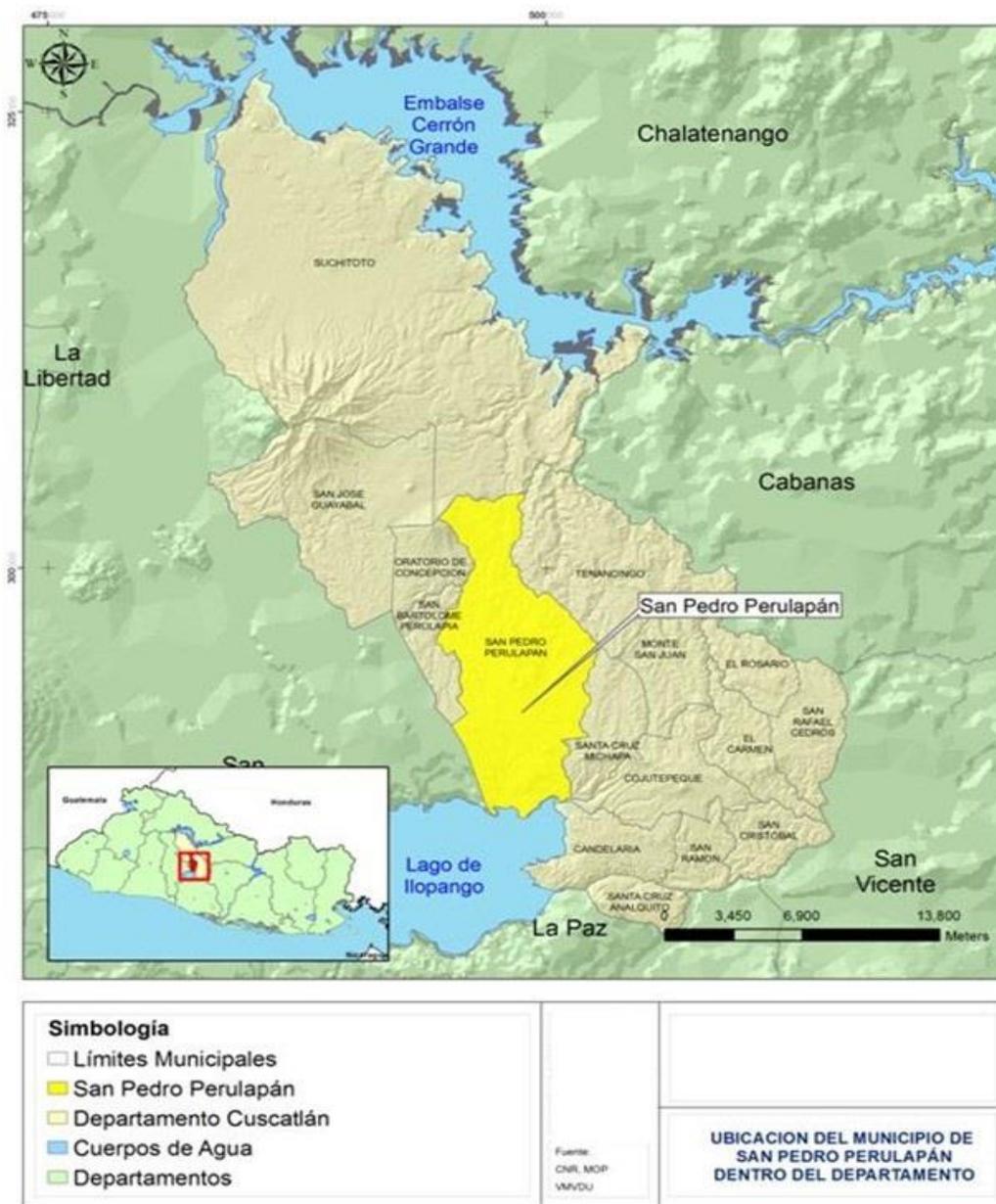


Figura 3.2. MAPA Municipio de San Pedro Perulapán en el departamento
Fuente: Mapa generado por AV Consultores, S.A. de C.V. 2014.

3.2 DIVISIÓN TERRITORIAL

La división administrativa del municipio consta de 17 cantones y 120 caseríos y el Casco urbano. (Figura 3.3)

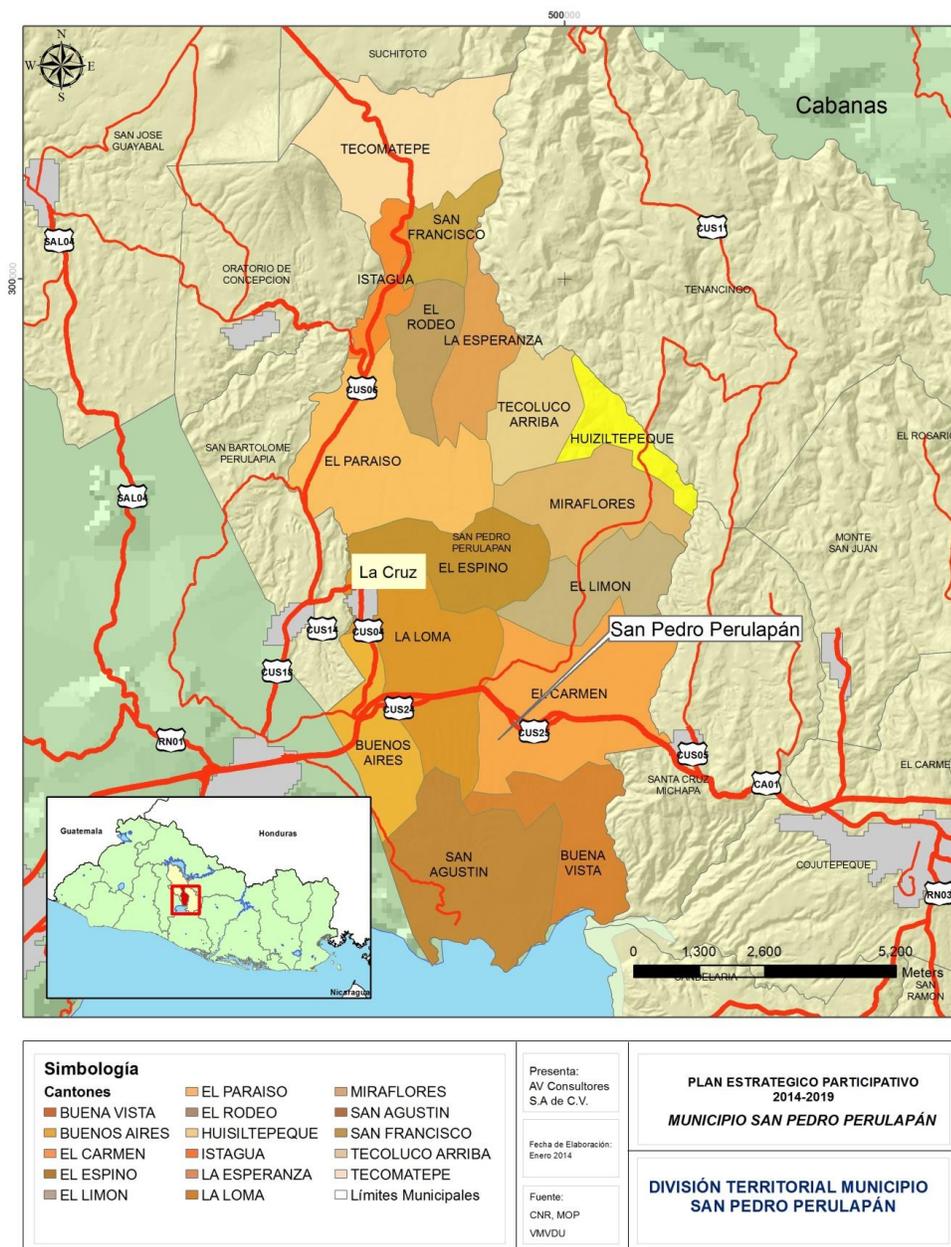


Figura 3.3 división territorial de San Pedro Perulapán

Fuente: mapa generado por av. consultores, s.a. de C.V. 2014.

3.3 ASPECTOS FÍSICOS DEL MUNICIPIO.

3.3.1 HIDROLOGÍA

En San Pedro Perulapán se encuentran las subcuentas Lempa y Jiboa, y se entienden por ser área de reconocimiento de aguas lluvias, limitada por las partes más altas (parte aguas), donde se desarrolla un sistema de drenaje o escorrentías superficiales que fluyen hacia un colector común o cauce principal único, que generalmente pueden ser río, laguna, lago o el mar. (Figura 3.4)

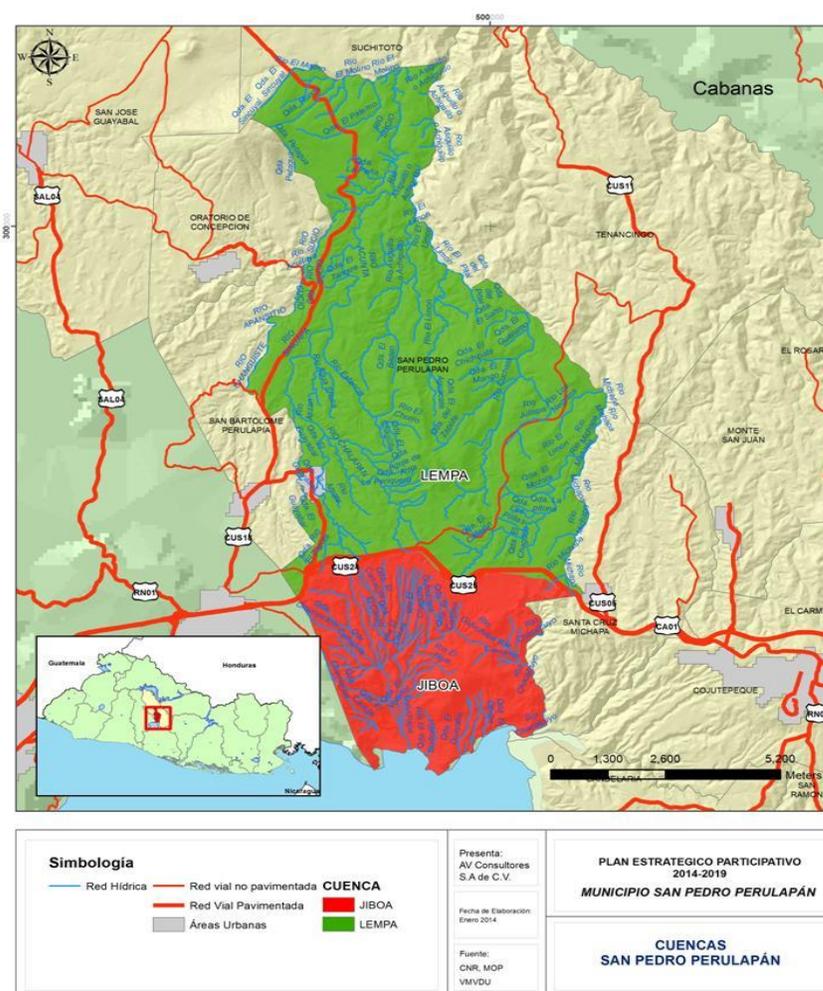


Figura 3.4 mapa de cuencas de San Pedro Perulapán

Fuente: mapa generado por av. consultores, s.a. de C.V. 2014.



Figura 3.5. Rio Chalapán

Fuente: propia

El municipio de San Pedro Perulapán, está regado por los ríos: Guluchapa, de Chacuyo, Michapa, Chacalcuyo, camarón, el limón, El Molino, Achigüillo o Asigüillo, Sucio, Acunta, Estancia, Agua Shuca, Chuchata, Juilapa, Changuiste, Chalapán, El Amate, Atizan. En la Figura 3.5 se muestra una fotografía a la fecha (año 2021) del rio Chalapán, este rio es el más cercano al casco urbano, por lo que lo hemos considerado como nuestro punto de descarga para el efluente de la planta de tratamiento de agua residual.

Entre las quebradas: Honda, Tehuechíen, El Mistigal, El Chaguite, el cacao, El Champezote, La Pilon, El Salto y El Arenal Panzunteo. Este municipio es bañado en su parte sur por el Lago de Ilopango, en el que sobresalen las puntas: Talpujal, Chancarero, Zacatepeque y El Piñal.

San Pedro Perulapán posee en su extremo norte, una importante superficie ocupada por el cerro Tecomatepeque, cuya protección es importante desde el punto de vista hidrogeológico como zona productora de fuentes de agua, y como remanente de bosque caducifolio y chaparral. Además, contiene especies de fauna y flora consideradas en peligro de extinción. A partir de las estribaciones del cerro, el municipio se constituye por una red de corredores fluviales de gran importancia ecológica, no solo para el territorio, sino para la SRMSS⁷ en su conjunto.

3.3.2 CLIMA.

El clima es cálido y pertenece al tipo de tierra caliente (sabana tropical caliente) con una temperatura anual promedio de 32°.

En la figura 3.6 se puede observar parte de la vegetación que rodea el casco urbano de San Pedro Perulapán, por lo que las temperaturas a veces rondan entre los 22°C y 25 °C. San Pedro Perulapán presenta una precipitación anual que oscila entre 1.800 a 2.000 milímetros. Se dan dos estaciones climáticas, una lluviosa, que va de mayo a octubre, y una seca, que comprende los meses de noviembre a abril.

En invierno la temperatura es en promedio 23.6°C. Hay precipitaciones alrededor de 1901 mm., la menor cantidad de lluvia ocurre en enero. El promedio de este mes es 6 mm., Con un promedio de 350 mm, la mayor precipitación cae en septiembre.

⁷ Sub-Región Metropolitana de San Salvador



Figura 3.6 vegetación que rodea al casco urbano de San Pedro Perulapán

Fuente: propia

3.3.3 TIPO DE SUELOS.

Los tipos de suelos que existen en el municipio son: Regosoles, Latosoles Arcillo Rojizos, Entisoles, Alfisoles e Inceptisoles (fases alomadas a montañosas accidentadas); Regosoles y Entisoles (fases de tobas consolidadas onduladas a fuertemente alomadas); Latosoles Arcillo Lkosoles Alfisoles (fases onduladas a fuertemente alomadas de pedregosidad variable); Litosoles y s- Entisoles (fase ondulada a montañosa muy accidentada). El terreno en el que está ubicado San Pedro Perulapán es sumamente talpetatoso y lleno de barrancos.

3.3.4 USO DE SUELOS.

El uso de suelos en el área urbana (ciudad) es estrictamente habitacional y para construcción de infraestructura institucional y municipal. (figura 3.7). En el caso del área rural (cantones) estos son utilizados para la vivienda y el cultivo. (Figura 3.8)



Figura 3.7 Uso de suelo habitacional en el casco urbano

Fuente: Propia



Figura 3.8 Uso de suelo en zona rural de San Pedro Perulapán.

Fuente: Propia

- Usos de suelo desde vista del ordenamiento territorial

En el municipio de San Pedro Perulapán se observa un claro predominio de los mosaicos de cultivos, pastos y granos básicos. Las categorías de usos de suelos se distribuyen en la siguiente forma en el área del territorio municipal, (ver tabla 3.1 y figura 3.9).

TABLA 3.1. Superficie municipal por uso de suelo

Fuente: Plan estratégico participativo (PEP), del municipio de San Pedro Perulapán, vigencia del plan 2015-2019

Uso	Área (km²)	Área (Ha.)	% en municipio
Árboles frutales	0.24	24.47	0.29
Bosque de galería	0.19	18.93	0.22
Cultivos, pastos y granos básicos	43.58	4,357.91	51.37
Tejido urbano continuo	0.13	13.07	0.15
Tejido urbano discontinuo	9.70	969.54	11.43
Vegetación arbórea	28.42	2,842.39	33.51
Vegetación herbácea	2.5	250.32	2.95
Zonas de extracción de arena	0.06	6.07	0.07
Zonas de extracción de arena	84.83	8,482.70	100.00

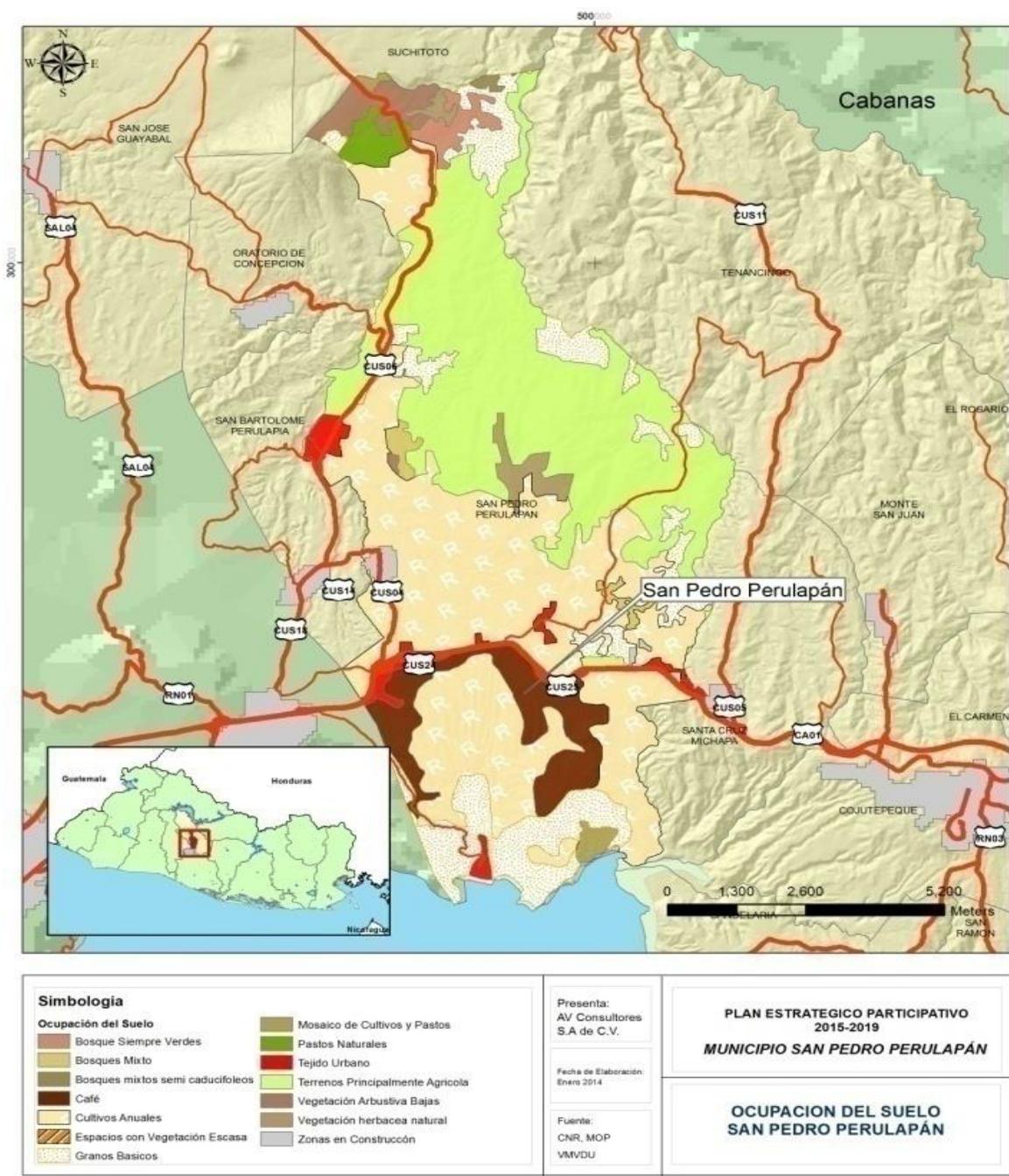


Figura 3.9 Mapa usos de suelos en el municipio San Pedro Perulapán
Fuente: Mapa generado por AV Consultores, S.A. de C.V. 2014

3.3.5 VEGETACIÓN

En San Pedro Perulapán se encuentra una tierra fértil, que produce mucho grano básico y frutas. El extremo Sur del municipio adquiere mayor interés desde el punto de vista de la protección del recurso hídrico y que se encuentra localizado sobre una extensa superficie de la subcuenca del lago de Ilopango, el cual representa un ecosistema acuático de alto valor por los servicios ecosistémicos que genera. Las especies arbóreas más notables son: papaturro, volador, conacaste, morro, pepeto, madrecaaco, nance y roble.



Figura 3.10 Mapa de vegetación y cultivos del municipio de San Pedro Perulapán

Fuente: Mapa generado por AV Consultores, S.A. de C.V. 2014

3.3.6 TOPOGRAFÍA

El municipio está conformado por una topografía montañosa y barrancos. El casco urbano se ubica a 600 msnm y entre las lomas que le pertenecen al pueblo en general encontramos las de El Rodeo, El Carmen y Miraflores, están además los cerros del Paraíso, Buena Vista, Tecomatepeque y Miraflores. En la figura 3.11 se puede observar al fondo el cerro del Cantón El Paraíso.



Figura 3.11. Cerros que rodean San Pedro Perulapán

Fuente: propia

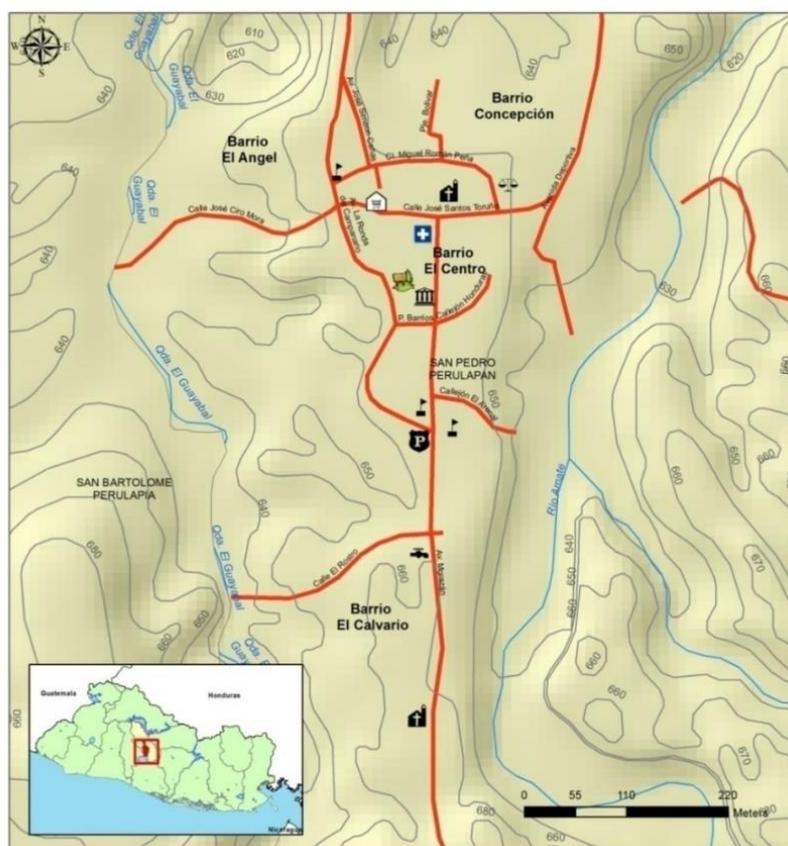
3.4 DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

La zona de estudio estará delimitada únicamente a el casco urbano, (Figura 3.12 y 3.13) el cual se divide en 4 barrios y 4 colonias como se describe a continuación en la tabla 3.2:

Tabla 3.2. Delimitación del casco urbano de San Pedro Perulapán

Fuente: Propia

Zona	Barrio	Nombres	Colonia	Nombres
Área urbana	Barrio	El Ángel	Colonia	Agricultura
		El Calvario		San Pedro
		Concepción		El Retiro
		El Centro		La Esperanza



Simbología Equipamientos Urbanos Agua Potable Alcaldía Municipal Centro Escolar Iglesia Juzgado de Paz Mercado Municipal PNC Parque Municipal Unidad de Salud	Presenta: AV Consultores S.A de C.V. Fecha de Elaboración: Mayo 2014 Fuente: CNR, MOP VMVU	PLAN ESTRATEGICO PARTICIPATIVO 2015-2019 MUNICIPIO SAN PEDRO PERULAPÁN
	EQUIPAMIENTOS URBANOS SAN PEDRO PERULAPÁN	

Figura 3.12 Barrios de casco urbano de San Pedro Perulapán

Fuente: Mapa generado por AV Consultores, S.A. de C.V. 2014

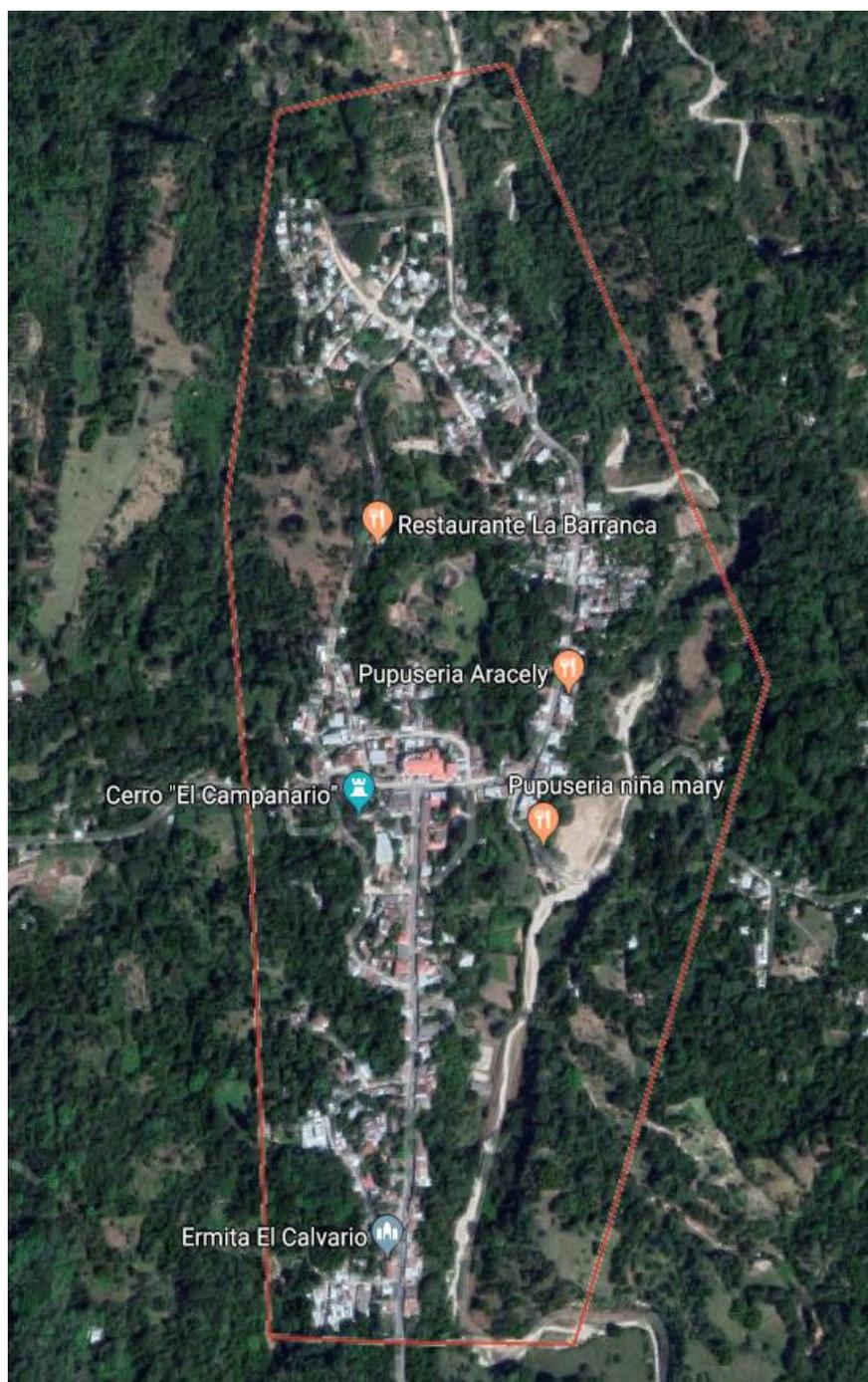


Figura 3.13 Delimitación de zona de estudio (casco urbano san pedro Perulapán)
fuente: google maps

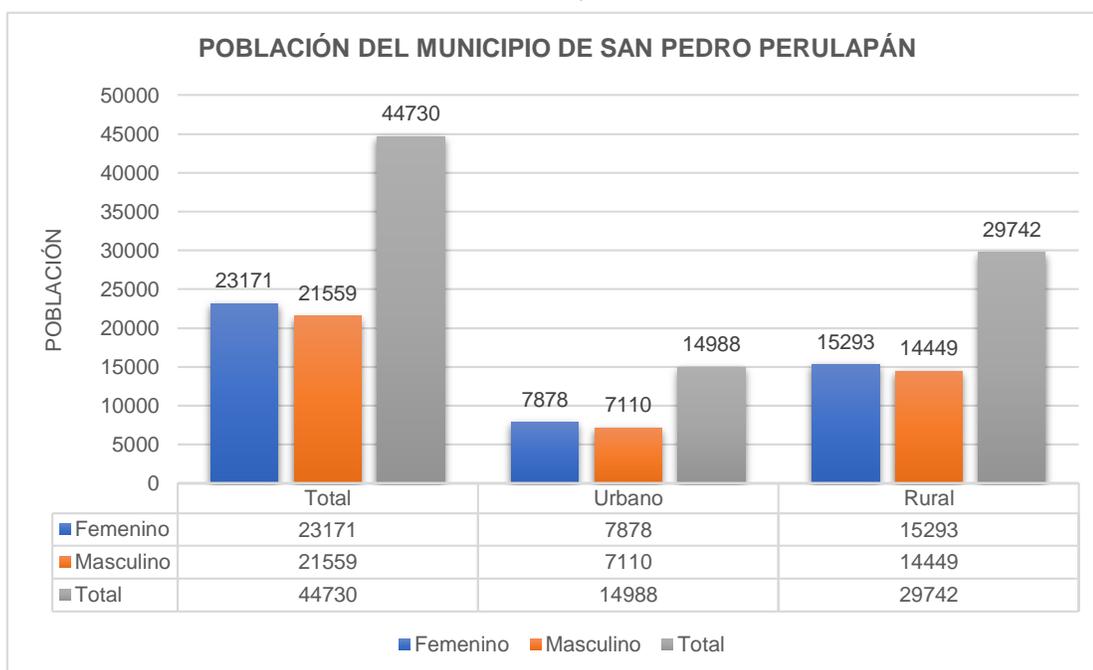
3.5 ASPECTOS SOCIALES

3.5.1 POBLACIÓN

Según el censo oficial de DIGESTYC⁸ 2007, San Pedro Perulapán tiene una población de 44.730 habitantes, de los cuales 14,988 viven en la zona urbana y 29,742 en la zona rural, observe el gráfico 3.1. Es importante mencionar que el número de habitantes de la zona Urbana, según la DIGESTYC incluye la población del Cantón La Cruz, ya que este cantón se encuentra próximo al casco urbano. Sin embargo, para los cálculos respectivos se tomará la población únicamente del casco urbano obtenida por el censo del MINISTERIO DE SALUD en el año 2006 que es de 1,484 habitantes. (Observar la tabla 3.3)

Gráfica 3. 1 Población del municipio de San Pedro Perulapán. año 2007

Fuente: DIGESTYC. VI Censo de Población y V de Vivienda 2007, Tomo IV. Ministerio de Economía, San Salvador, 2007.

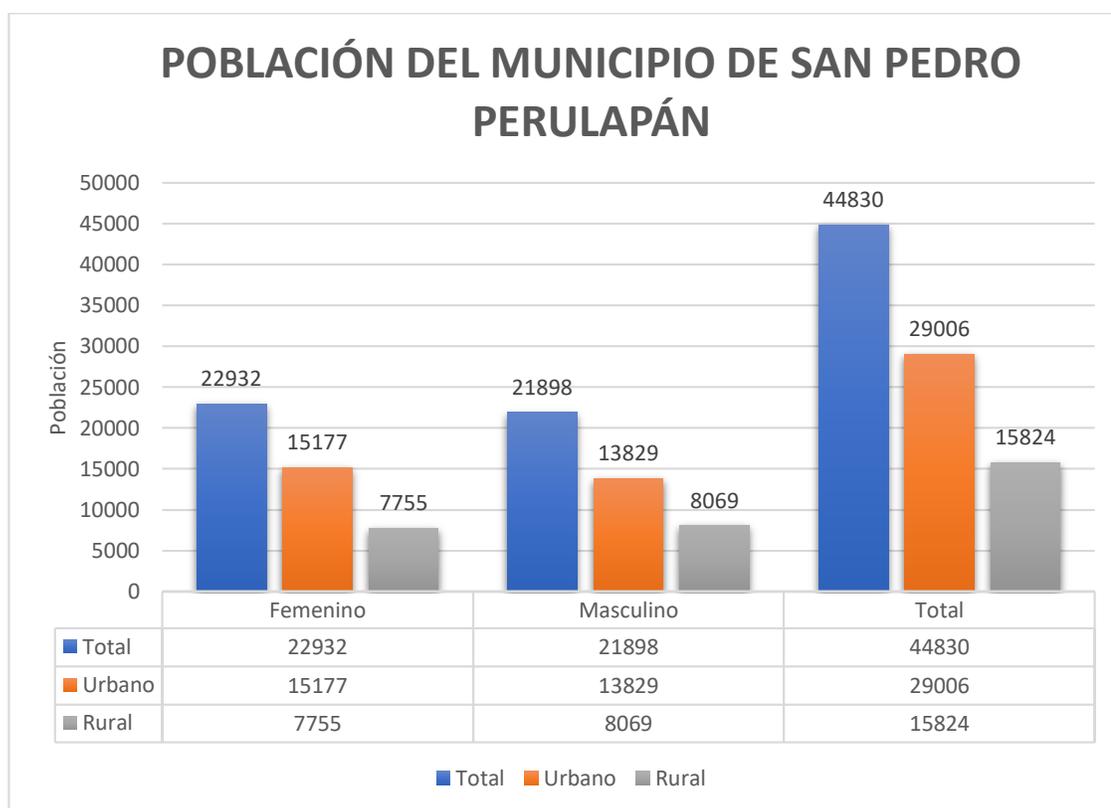


⁸ DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICAS Y CENSOS

En el siguiente gráfico (gráfico 3.2), se muestran resultados del censo realizado por Promotores de Salud en el primer trimestre del 2014 y proporcionada por la Unidad Comunitaria de Salud Familiar Especializada (UCSFE) a través de la OIR⁹ de MINSAL, resultando una población al 2014 de 44,830 habitantes; 22,932 mujeres y 21,898 hombres. Conforme a las proyecciones, la población total al año 2014 es de 50,792 habitantes de los cuales 24,633 hombres y 26,159 mujeres.”¹⁰ (Ver tabla 3.2).

Gráfica 3. 2 población del municipio de San Pedro Perulapán. año 2014

Fuente: censo realizado por Promotores de Salud el primer trimestre del 2014 y proporcionada por la Unidad Comunitaria de Salud Familiar Especializada (UCSFE).



⁹ Oficina de Información y respuesta.

¹⁰ Fuente: DIGESTYC. Proyecciones de Población Municipales 2005-2020. Ministerio de Economía, UNFPA-CEPAL-CELADE, San Salvador, 2009.

Tabla 3.3 Distribución de población de San Pedro Perulapán según grupo etario y sexo

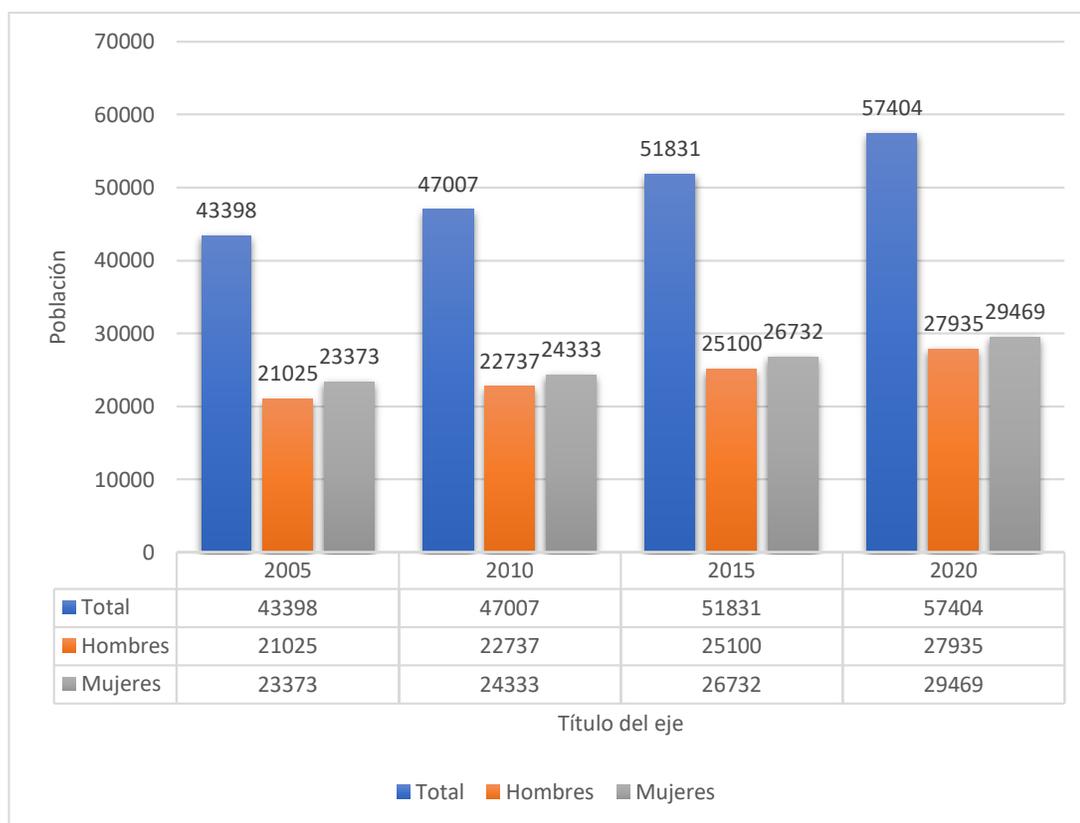
Fuente: Censo de Unidad de Salud, 2006

No.	COMUNIDAD	< DE 1 AÑO		1-4 AÑOS		5-9 AÑOS		10-19 AÑOS		20-59 AÑOS		60 AÑOS Y +		TOTALES		TOTAL GENERAL
		M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	
1	URBANO	11	14	50	48	92	81	170	174	321	378	55	90	699	785	1484
2	LA LOMA 1	28	25	115	86	172	188	282	249	604	832	109	130	1310	1510	2820
3	LA LOMA 2	25	26	80	66	154	172	369	359	1054	1177	115	145	1797	1945	3742
4	TECOLUCO ARRIBA	24	25	114	111	157	168	212	228	360	380	54	59	921	971	1892
5	TECOLUCO ABAJO	12	9	73	54	89	93	120	118	209	229	34	33	537	536	1073
6	EL ESPINO 1	12	19	124	120	134	116	216	236	494	532	88	78	1068	1101	2169
7	EL ESPINO 2	19	22	105	97	140	128	240	250	489	593	105	92	1098	1182	2280
8	MIRAFLORES	12	17	74	66	96	116	176	149	334	351	49	56	741	755	1496
9	HUIZILTEPEQUE	10	11	134	116	144	158	254	231	410	422	71	89	1023	1027	2050
10	BUENA VISTA	4	11	61	46	76	92	137	124	286	274	61	55	625	602	1227
11	LA CRUZ	17	14	72	70	98	124	158	166	353	431	58	99	756	904	1660
12	LA ESPERANZA	25	34	133	135	210	217	335	319	431	448	44	70	1178	1223	2401
13	BUENOS AIRES	30	18	85	69	173	121	220	216	400	504	53	83	961	1011	1972
14	EL PARAISO	27	31	117	136	204	208	309	319	548	566	61	100	1266	1360	2626
15	EL CARMEN	20	18	89	73	161	141	267	249	594	654	107	153	1238	1288	2526
16	SAN AGUSTIN	10	19	85	63	65	65	117	122	210	225	26	39	513	533	1046
17	EL LIMON	11	6	27	31	62	71	89	82	179	206	38	37	406	433	839
18	EL RODEO	35	28	220	210	263	278	483	499	663	669	152	143	1816	1827	3643
	TOTAL	332	347	1758	1597	2490	2637	4154	4090	7939	8871	1280	1551	17953	18993	36946

El número de habitantes en el municipio de San Pedro Perulapán se ha incrementado casi el triple desde 1971 hasta el último censo oficial en 2007. Las estimaciones y proyecciones de población para el municipio de San Pedro Perulapán muestran una tendencia al crecimiento como se resume en la gráfica 3.3.

Gráfica 3.3 Estimación de la población del municipio San Pedro Perulapán

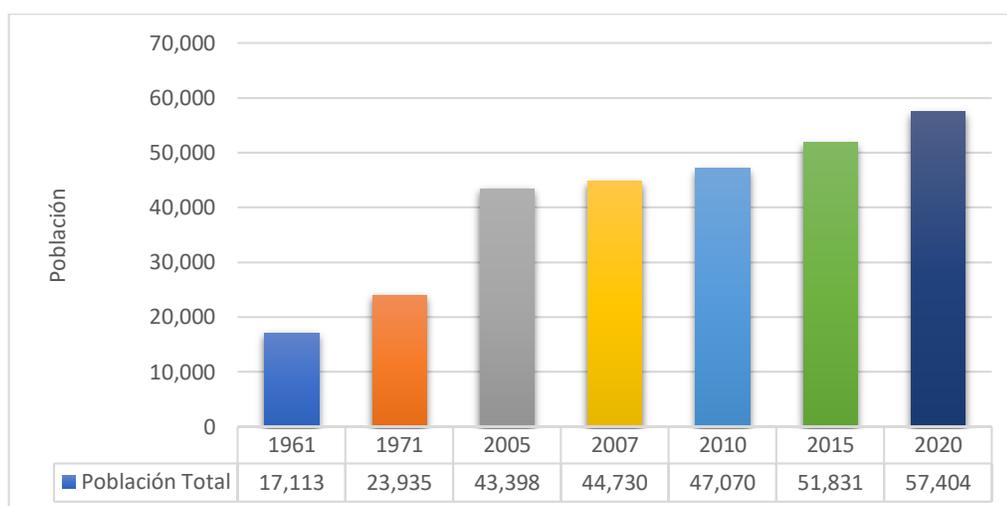
Fuente: censo realizado por Promotores de Salud el primer trimestre del 2014 y proporcionada por la Unidad Comunitaria de Salud Familiar Especializada (UCSFE).



Los datos presentados en el gráfico N°3.4 muestran la población total del municipio San Pedro Perulapán, desde el año 1961, hasta el 2020, incluyendo las estimaciones de la población de acuerdo con el censo realizado por DYGESTIC en el 2007. Estos datos muestran que el incremento de población de mayor magnitud se dio en el periodo de 1971 al 2005, esto posiblemente por proceso de urbanización y conectividad a partir de la construcción y apertura de la carretera la Panorámica y repoblación después de los Acuerdos de Paz de personas que se habían ido del municipio.

Gráfica 3. 4 Tendencia de crecimiento poblacional del municipio de San Pedro Perulapán

Fuente: Plan estratégico participativo (PEP), del municipio de San Pedro Perulapán, vigencia del plan 2015-2019



3.5.2 VIVIENDA

A la fecha 2014 en San Pedro Perulapán el 59.44 % de sus construcciones son de sistema mixto o de concreto, existiendo muy pocas de madera y lámina metálica. En el área rural predominan las viviendas con paredes de concreto, adobe y lámina. Los materiales predominantes en el techo son lámina metálica y fibrocemento; los pisos son en su mayoría de tierra y losa de cemento, lo que las hace más vulnerable a posibles amenazas.

3.6 FACTORES CULTURALES

El patrimonio cultural representa el cúmulo de expresiones relativas al arte y la recreación. Así mismo representa la defensa y protección del patrimonio cultural.

Entre los eventos que destacan se tienen:



Figura 3.14. Celebración de fiestas patronales de San Pedro Perulapán

Fuente: propia

San Pedro Perulapán celebra sus festividades locales en las fechas entre el 26 y 30 de junio, en honor a San Pedro Apóstol¹¹. (Enmascarados y andas de cuero). (Ver figura 3.14). Los habitantes del municipio y alrededores colocan sus pequeñas ventas transitorias, lo que genera ingresos a la municipalidad y a la población. Durante estos días se realizan diferentes actividades, hay desfiles de carrozas típicas representadas en carretas de madera haladas por bueyes, se realizan torneos de fútbol y softball para ambos sexos, competencia de atletismo, palo encebado, hay jaripeo, quema de pólvora; dos castillos unos 15 toritos y una enorme cantidad de cohetes y bombas de múltiples colores.

También tienen los eventos siguientes:

- Fiestas en honor a la Copatrona Santa Francisca Romana, del 01 al 09 de marzo.
- Conmemoración de la Batalla ganada por el General Francisco Morazán (25 septiembre). En este evento se realiza un desfile en donde participan bandas de paz de diferentes instituciones educativas, se realiza un concurso para premiar a las tres mejores bandas, además del acto conmemorativo y entregas de ofrendas florales al monumento. (Ver figura 3.15).
- Se realizan anualmente algunos eventos culturales en el municipio, como el festival del tamal y el festival de maíz.
- En cuanto a las tradiciones indígenas, éstas aún no han sido identificadas

¹¹ Fuente: Secretaría de cultura



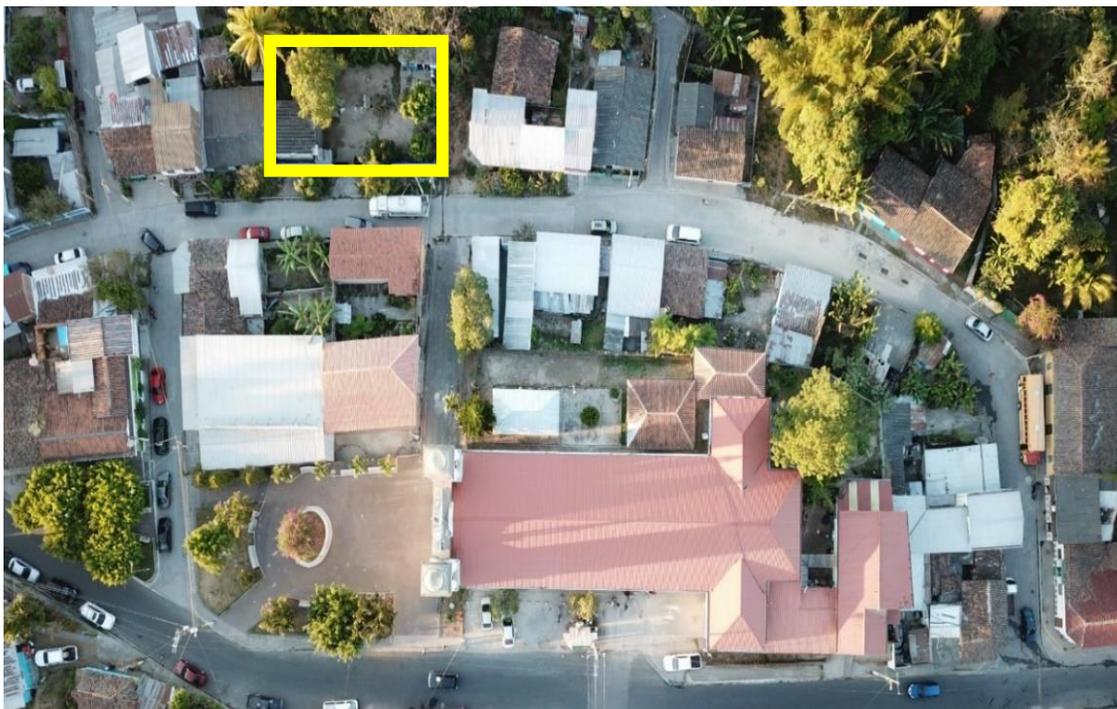
FIGURA 3.15. Busto en honor a general Francisco Morazán, ubicado en el campanario de San Pedro Perulapán

fuentes: propia

3.7 SERVICIOS PÚBLICOS

- **AGUA POTABLE**

A la fecha más del 74% de los hogares se abastecen de agua por cañería. El municipio de San Pedro Perulapán es abastecido por 9 sistemas, en el área urbana y 8 en lo rural. El sistema urbano es de ANDA y se compone de un pozo profundo desde donde se bombea el agua hacia un tanque ubicado en el barrio el Ángel, que a partir de ahí se distribuye el agua hacia el casco urbano. Ver figura 3.16



*Figura 3.16 Ubicación de tanque de ANDA en el barrio el Ángel del casco urbano de S.P.P
fuente: propia*

- **TELECOMUNICACIONES**

Del total de hogares existentes en el municipio, según el VI censo de población y V de vivienda 2007, tenían acceso a telefonía fija el 17.04 %. Para los hogares existentes en la zona urbana y la zona rural, se estima que tenían acceso a telefonía fija el 27.15 % y el 11.52 % respectivamente. Para telefonía celular existía un 44.52 % de hogares que disponían del servicio. Sin embargo, algunos referentes del municipio manifiestan que, en relación con la telefonía celular, el acceso de las personas alcanza el 85 %, por lo que actualmente la población del municipio tiene mejores opciones de estar comunicada. Para el año 2007, el 0.29% de los hogares existentes en el municipio tenían acceso a internet, lo que constituía una limitante para el desarrollo y comunicación de la población. Sin embargo, en la actualidad dicho porcentaje ha aumentado considerablemente.

- **ENERGÍA ELÉCTRICA**

Según la municipalidad de San Pedro Perulapán, la energía eléctrica del municipio es suministrada por la empresa DELSUR S.A. de C.V. Es importante mencionar que existe una Subestación de energía eléctrica que fortalece el suministro de esta en algunos municipios aledaños. Los porcentajes de vivienda con energía eléctrica área urbana: 89.8 % y área rural 76.2 % resultando un 81% que cuenta con el servicio de electricidad.¹²



Figura 3.17 Iluminación en el casco urbano de S.P.

Fuente: propia

- **RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN FINAL DE DESECHOS SÓLIDOS**

El servicio de recolección y disposición final de desechos sólidos lo realiza la municipalidad con frecuencia de recolección de 3 días a la semana en el área

¹² Datos tomados del “Plan Estratégico Participativo” (2015-2019).

urbana; dicho servicio se presta aproximadamente al 90 % de los hogares en el área urbana y 10 % en el área rural. Al mismo tiempo prestan el servicio de barrido de calles.

La zona rural por lo general no posee servicio de recolección de basura; consecuentemente se convierte en una población más vulnerable a enfermedades epidemiológicas. Se observa en la acumulación de basura en tragantes y tuberías, así como de basureros a cielo abierto, esto provoca contaminación del medio ambiente que puede originar afecciones de salud sobre la población. además, la presencia abundante de basura en los tragantes o en los lechos de las quebradas obstruyen las tuberías provocando el rebalse hacia las vías de acceso o las viviendas.

- **SANEAMIENTO BÁSICO**

El municipio no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario para aguas negras, disponiendo sus excretas a través de letrinas de fosa y otros tratamientos individuales, contaminando así, el manto freático superficial de la zona, lo que es un riesgo para la salud de los habitantes.

La zona urbana carece de un diseño integral de red de drenajes pluviales y de aguas grises. Las aguas corren de forma superficial sobre las calles y avenidas, sin ningún tipo de control y éstas llegan a quebradas cerca de viviendas afectando a la población debido a los malos olores, además de producir estancamiento en el verano deteriorando algunas calles principales y caminos vecinales del municipio, convirtiéndose en focos de proliferación de enfermedades como el dengue. (Ver figuras 3.19 A, B, C, D). Los cantones en general no poseen red de aguas negras ni pluviales, y en las zonas donde las pendientes son mayores al 30° aumenta la amenaza a deslizamientos, ya que la saturación de agua en los suelos los vuelve inestables, provocando socavaciones

en las fundaciones de las viviendas. Las vías de acceso se deterioran en el invierno debido a la erosión causada por la escorrentía lo que los vuelve intransitables.



Figura 3.19 manejo inadecuado de las aguas grises en el casco urbano de San Pedro Perulapán

Fuente: propia

Un 22 % de los hogares manejan sus aguas residuales por fosa séptica y pozo resumidero. El 78% de los hogares del municipio vierte las aguas residuales a quebradas y en el peor de los casos a las calles. (Ver tabla 3.3)

Tabla 3.3. Tipo de sistema de alcantarillado de San Pedro Perulapán y sus porcentajes

Fuente: DIGESTYC.VI Censo de Población y V de Vivienda 2007. Ministerio de Economía, San Salvador, 2007.

Formas de desagüe	Total	%
Por fosa séptica	820	10.1
Por pozo resumidero	1,170	11.9
A quebrada, río, lago	745	7.6
A la calle o al aire libre	6,760	68.6
Otra forma	179	1.8
Total	9,856	100.0

La forma de disposición de excretas en el área urbana se realiza por medio de, inodoro conectado a fosa séptica y letrina; a diferencia del área rural, que se realiza a través de letrinas y en menor cantidad a un sistema conectado a fosa séptica. En la tabla 3.4 se resume la forma en la que se disponen las excretas del municipio.

Tabla 3.4. Formas de disposición de excretas del municipio de San Pedro Perulapán y sus porcentajes

Fuente: DIGESTYC.VI Censo de Población y V de Vivienda 2007. Ministerio de Economía, San Salvador, 2007.

Formas de desagüe	Total	%
Inodoro conectado a fosa séptica	1,049	12
Letrina	7,992	81.1
Letrina abonera	395	4.0
No dispone	289	2.9
Total	9,856	100.0

3.8 VÍAS DE COMUNICACIÓN

La ruta de acceso desde San Salvador a la cabecera del Municipio es por la Carretera Panamericana o CA-01E hasta el desvío La Loma se toma rumbo norte 2.5 km y se llega al casco urbano de San Pedro Perulapán. (figura 3.20).

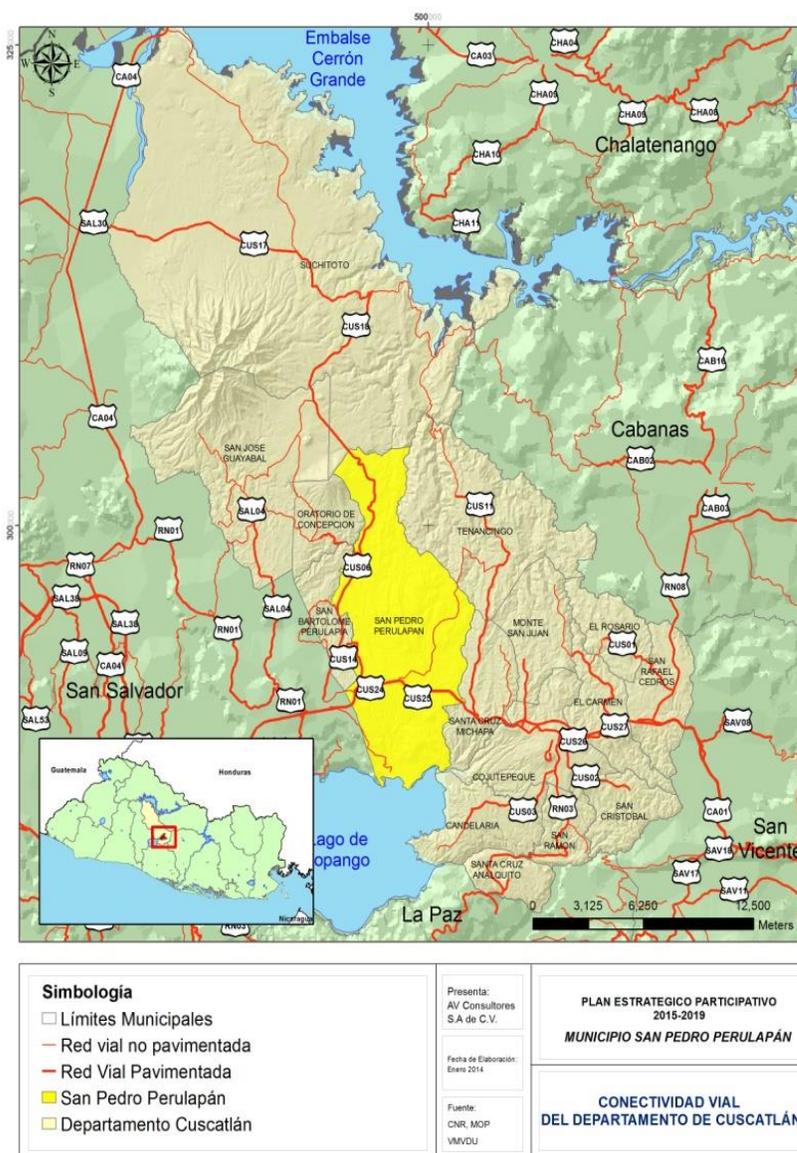


Figura 3.20: Conectividad vial del municipio de San Pedro Perulapán en el departamento
Fuente: plan estratégicos San Pedro Perulapán 2014

Desde San Salvador a San Pedro Perulapán hay 25.7 km y desde San Pedro Perulapán a Cojutepeque hay entre 16.2 km. El municipio se conecta también con su entorno a los municipios de San Bartolomé Perulapía, Suchitoto y San Martín través de calles internas de la localidad. (figura 3.21).



Figura 3.21 Conectividad interna del casco urbano con municipios aledaños

Fuente: propia

El municipio presenta su área urbana fragmentada en tres partes, bien localizadas respecto a la red vial principal de la SRMSS¹³ La zona de La Loma se desarrolla en el entorno de la carretera Panamericana, mientras que el sector

¹³ Sub-Región Metropolitana de San Salvador.

de Istagua en las inmediaciones de la carretera de San Martín a Suchitoto. La zona asociada al centro histórico esta comunicada, mediante carretera de prolongación desde la 3ª Calle Poniente desde San Bartolomé Perulapía (muy próximos físicamente); con Istagua mediante camino vecinal y eje pavimentado hasta la Panamericana a la altura de La Loma. (figura 3.22)



Figura 3.22 Calle principal del casco urbano hacia la carretera panamericana

Fuente: Propia

El transporte hacia este municipio se realiza en buses que van directamente a San Pedro Perulapán. De San Salvador a San Pedro Perulapán la ruta 144 y

microbús de la ruta 140 hacia los cantones, donde también circulan buses pequeños y pick up que brindan transporte a la población.

En la tabla 3.5, se detalla la conectividad vial del municipio hacia afuera.

Tabla 3.5: Conectividad vial externa del municipio de San Pedro Perulapán

Fuente: Monografía del departamento y sus municipios de Cuscatlán y con información recolectada en talleres

Desde el casco urbano hacia	Distancia (KM)	Tipo de material de la calle	Condiciones de la calle	Exposición a alguna amenaza
San Salvador	25.7 km	Asfalto	Buen estado	Deslizamientos
Cabecera Departamental	14 a 16.2 km	Asfalto	Buen estado	Deslizamientos
Tenancingo	24.5 km	Asfalto y tierra	Buen estado	Derrumbes
Suchitoto	24.2 km	Asfalto	Buen estado	Derrumbes
Santa Cruz Michapa	11.5 km	Asfalto	Buen estado	-
San Bartolomé Perulapía	1.5 km	Asfalto	Buen estado	-
Oratorio de Concepción	9 km	Asfalto	Buen estado	-
San Martín departamento de San Salvador	3 ½ km	Asfalto	Buen estado	-
Lago de Ilopango	8 km	Tierra y concreto	Mal estado	Inundaciones, derrumbes y deslizamientos

El indicador de la red vial para el municipio es de 119.24 km de vías al 2004, que incluyen vías asfaltadas, mejoradas, de tránsito de verano y de paso herradura (ver tabla 3.6).¹⁴

Tabla 3.6: Cobertura de red vial del municipio de San Pedro Perulapán. 2004

Fuente. Tomado de información proporcionada por municipalidad y confrontada con el Estudio de la Red Vial en El Salvador, SACDEL /2004

Municipio	Tipo de Camino				
	Pavimentado principal km	Mejorado km	Tránsito verano km	Herradura km	Total, general km
San Pedro Perulapán	27.99	35.75	24.33	31.17	119.24

3.9 PRODUCCIÓN AGROPECUARIA

La mayoría de los productores agrícolas del municipio son pequeños productores de granos básicos. Son sistemas de producción familiar destinada esencialmente a la auto subsistencia.

Un punto esencial de San Pedro Perulapán es que cuenta con una gran proporción de hogares con una producción de patio. En estos hogares, al menos un miembro de la familia trabaja en una actividad extra agrícola y la actividad agropecuaria se considera más bien como un complemento a los ingresos familiares. La mayoría de la producción se destina al autoconsumo y los pocos excedentes se venden directamente a los vecinos sin llegar a un mercado formal.

¹⁴ Clarificación según el SNET: Caminos de Verano son los establecidos en la Ley como caminos vecinales, que debido a las condiciones de la superficie de rodaje son intransitables durante la estación lluviosa. Caminos de huellas o herraduras siempre son caminos vecinales y son los que solo pueden circularse a pie, animales, animales de tracción o montura.

**CAPÍTULO IV:
DISEÑO DE LA
RED DE
ALCANTARILLADO
SANITARIO**

4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario del casco urbano del municipio de San Pedro Perulapán, departamento de Cuscatlán, se emplearon los siguientes criterios y consideraciones:

- Se utilizan las Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras (ANDA 1998) y el Manual de Planificación de Alcantarillado (ANDA 2009).
- El sistema de alcantarillado opera por gravedad. Para la topografía existente, la dirección del flujo de la red será desde la zona más alta al Sur, hacia la zona más baja al norte del área urbana del municipio.
- Las tuberías deberán ser de PVC, para el que corresponde un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.011.
- El caudal de diseño es calculado con base al 80% del caudal máximo horario de agua potable, utilizando un factor de variación máximo-horaria de 2.4 (más desfavorable), más infiltraciones incontroladas en la tubería de 0.1 L/s/Ha para material de tubería PVC.
- La proyección de población es para un período de diseño de 20 años, a través del método aritmético de proyección de población.
- Para el cálculo de caudales se utilizan las dotaciones de agua potable, se establecen áreas de influencia para cada uno de los tramos de la red.
- La velocidad mínima real requerida para el arrastre de sedimentos en la tubería es de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima permisible es de 5 m/s para material PVC.
- Los pozos se ubican a cada 100m de distancia como máximo, en cambios de dirección en planimetría y elevación, así como también en cambios de diámetro o materiales de las tuberías de drenaje y donde sea requerido por la topografía del terreno.

- La pendiente mínima en tuberías es del 1%, mientras que en tramos no iniciales y para material PVC puede justificarse usar hasta 0.5%.
- El factor de seguridad para tuberías de 8 a 12 pulgadas de diámetro tiene un valor de 2.
- La profundidad de las tuberías es diseñada de tal forma que la capa de relleno de suelo compactado sobre ellas sea como mínimo 1.20m de espesor, para evitar la construcción de protección especial de las mismas debido a la carga vehicular.
- El cálculo y distribución de los caudales se realiza con el soporte de hojas cálculo, las cuales serán explicadas en este capítulo.
- El funcionamiento en condiciones reales de la red se establece con la utilización del software HCanales V 3.0.

4.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario es indispensable contar con los datos topográficos de la ciudad como altimetría y planimetría, además de conocer puntos de interés, el uso de suelos, etc.

Ninguna de las instituciones públicas del país dispone de información de registros catastrales del Municipio de San Pedro Perulapán, razón por la cual ha sido necesario realizar: un levantamiento topográfico completo en cuanto a la planimetría y altimetría; así como la elaboración de planos de uso de suelo del casco urbano.

En la hoja 2/11 del juego de planos, se presenta el plano topográfico que incluye las curvas de nivel con sus respectivas elevaciones, además el nombre de calles y avenidas del casco urbano, presentado en una escala de 1:2000, creados con la ayuda del software ArcGIS y AutoCAD civil 3D 2018 (VER ANEXO).

4.3 PERFILES

El perfil de suelo natural de cada calle y avenida se presenta junto a los pozos y colectores, mostrando la etiqueta de número de pozos, la altura de estos y la respectiva elevación de tapa y fondo. Para los colectores, se muestra la etiqueta de diámetro, longitud, pendiente y número de tubería.

Los estacionamientos de los perfiles se presentan a cada 5 metros en el eje horizontal. En el eje vertical se presentan elevaciones a cada metro para una mejor representación de la altura de los pozos. Las escalas respectivas de los ejes son $V=1:100$ y $H=1:500$.

Los perfiles en su totalidad se presentan en el juego de planos desde la hoja 5/11 a 11/11. Los cuales fueron realizados con el software AutoCAD Civil 2018. (VER ANEXO).

4.4 UBICACIÓN DE RED Y POZOS

Las tuberías en planimetría se colocarán al sur en calles (de oriente a poniente), y al poniente en avenidas (de norte a sur) dentro del ancho del rodaje a una separación horizontal del cordón cuneta de 1.50 m como mínimo, en pasajes peatonales a una separación mínima de 0.60 m del cordón cuneta; la red de alcantarillado se proyectará de manera que todos los colectores queden debajo de los acueductos con una separación mínima libre de 20 cm¹⁵.

Los pozos se proyectan en las intersecciones de calles y avenidas, y en el caso de los tramos en que los pozos estén espaciados a más de 100 m se colocarán pozos intermedios para cumplir la normativa.

¹⁵ Según normas técnicas de ANDA parte II numeral 12

Es importante mencionar que, debido a la topografía del terreno, algunos sectores del casco urbano no se pueden conectar con la red de alcantarillado propuesta. Dichos sectores se resumen en la tabla a continuación:

Tabla 4.1: sectores que no se tomaron en cuenta para la red de alcantarillado

Fuente: propia

SECTOR	OBSERVACION
Colonia La Agricultura	Ubicada en el barrio el Calvario, del casco urbano, tiene 10 metros de desnivel respecto a la calle principal Avenida Morazán.
Calle José Ciro Mora	El nivel de esta calle es inferior al de la red principal del sistema de alcantarillado, además de solo tener una vivienda en el sector.
Callejón Honduras	No se realizó el levantamiento en este sector debido a que en esta calle no posee ninguna vivienda.
Calle José Simeón Cañas	En la mayor parte de esta calle, específicamente desde donde se encuentra ubicado el Restaurante La Barranca, los niveles son considerablemente inferiores a la red principal que llega a la planta de tratamiento, además de que la calle no está conformada por ser un terreno boscoso y no posee ninguna vivienda.

De acuerdo con lo anterior, se presentarán en el capítulo V, otras alternativas al sistema de alcantarillado para que estos sectores puedan tratar de manera individual las aguas residuales.

Otro aspecto para tener en cuenta en esta propuesta de diseño de sistema de alcantarillado es que, en la calle principal de la Colonia San Pedro, se tienen 3 tuberías en donde el sentido del flujo es contrario a la pendiente del suelo natural, específicamente los tramos de tuberías de los pozos P99-P90, P90-P104 y pozos P104-P85. Además, debe considerarse el refuerzo estructural para los pozos con profundidades mayores a seis metros; como lo son los pozos P78, P85 y P86.

La red de colectores se presenta en la hoja 03/11 del juego de planos (RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO) en una escala de 1:1500. En la misma hoja se muestran la planimetría del casco urbano, la red de alcantarillado sanitario, las respectivas etiquetas de pozos y colectores y la dirección del flujo. (VER ANEXO).

4.5 DETERMINACIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS

Una de las primeras características que el diseñador debe determinar es la magnitud del área tributaria, ya que la obtención de esta resulta de importancia para el cálculo de los caudales de infiltración. Este caudal es producido por la infiltración de aguas del subsuelo hacia las redes de alcantarillado, debido principalmente a fisuras en las tuberías, en las juntas entre ellas y en la unión con cada uno de los pozos de visita.

Una vez, ubicados todos los pozos y la red de alcantarillado, es necesario obtener las áreas tributarias o áreas de infiltración que contribuyen a cada tramo, esto se hace mediante a la geometría resultante de la red establecida, ya que, de acuerdo con la Norma Técnica de ANDA, se puede realizar un trazo de líneas a 45° con respecto a la línea base (tubería), como se puede observar en la figura 4.1

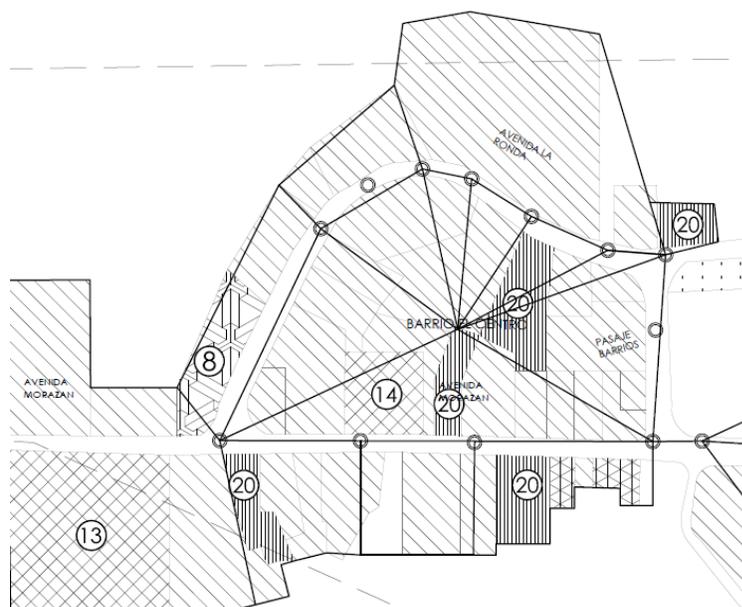


Figura 4. 1 Trazo de líneas a 45° respecto a la línea base (tubería).

Fuente: Propia

En las zonas donde no se encuentra una geometría definida no es posible realizar el trazo de las líneas a 45°, por lo que se considera tomar una longitud entre 25 y 30 m, del eje de la tubería al final de las viviendas (L). Ver Figura 4.2

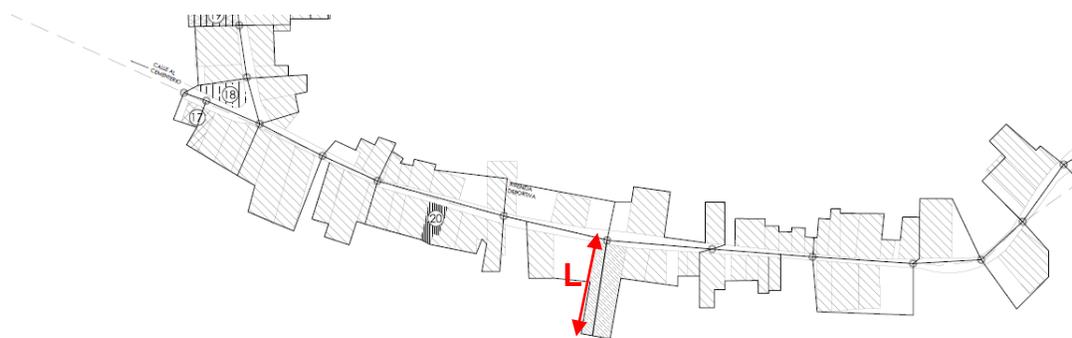


Figura 4. 2 Delimitación de áreas tributarias en zonas no céntricas.

Fuente: Propia

Ahora, se procede a conocer la medida del área total que afecta al tramo de tubería en particular (para agilizar este proceso se puede utilizar las funciones de medición de un software de diseño asistido por computador, como AutoCAD). Por ejemplo, en la figura 4.3 se puede observar el área total referente al tramo de tubería que conecta el pozo 9 a 10, ya que este se ve afectado por dos áreas tributarias que corresponde a 1207.22 m² y 545.81 m².

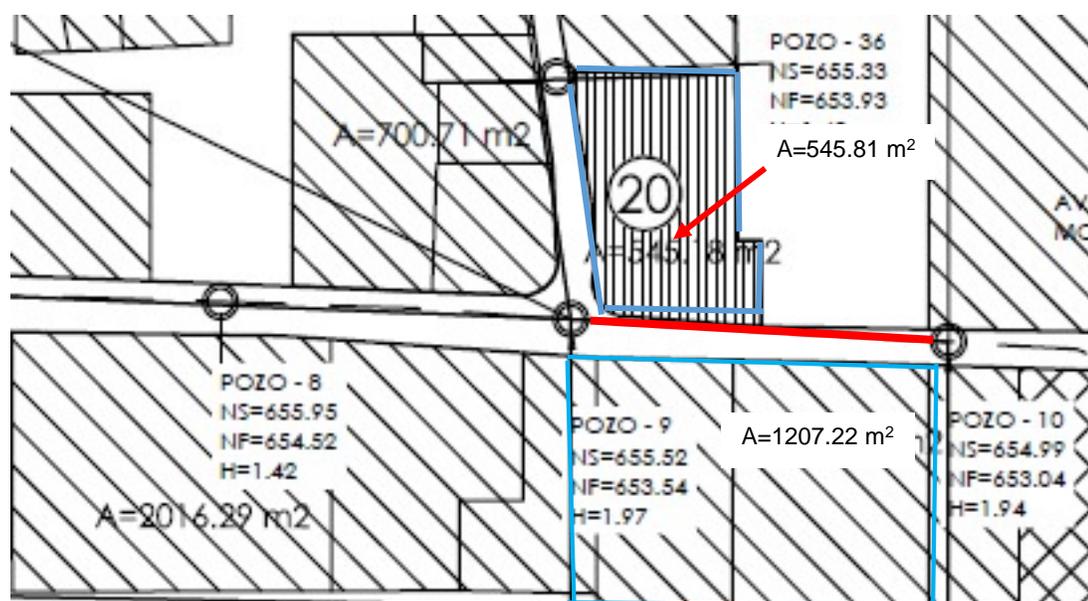


Figura 4. 3 Área tributaria total por tramo.

Fuente: Propia

De esta manera se obtienen todos los valores de las áreas tributarias de cada tramo de tubería, los cuales se presentan más adelante en la tabla 4.3.

Una vez obtenidas las áreas tributarias se procede a calcular el caudal de infiltración, que, de acuerdo con la norma técnica de ANDA, para tuberías hechas con material de PVC, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{infil.} = 0.1 A_{tri}$$

En la hoja 04/11 (PLANTA DE DISTRIBUCION DE AREA TRIBUTARIA) del juego de planos, se presenta la delimitación de las áreas tributarias para cada tramo de tubería, junto al uso de suelo. En escala de 1:1500 (VER ANEXOS).

4.6 DETERMINACIÓN DEL SENTIDO DEL FLUJO

Con la obtención de los perfiles de las calles y avenidas, se dibuja la red de alcantarillado y los pozos de registro, con lo que se puede observar los niveles del terreno natural y de acuerdo con esto definir el sentido del flujo más conveniente para cada tramo de tubería. Siempre se debe proyectar la tubería considerando la misma pendiente del terreno, pero en casos que la topografía no lo permita se debe proyectar en sentido contrario, esto suele darse en terrenos planos, como sucede en algunas zonas del casco urbano de San Pedro Perulapán, en donde se consideraron algunos colectores con sentido de flujo contrarios a la pendiente del terreno. (ver plano de perfiles en ANEXOS).

4.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño para la red de drenaje según la norma técnica de ANDA será igual al 80% del consumo máximo horario, más la infiltración a lo largo de la tubería de 0.10 l/s/ha para tuberías de PVC.

$$Q_{diseño} = 0.8 Q_{máxh} + 0.1 A_{tri}$$

En la ecuación anterior el valor “0.8” es un coeficiente que se denomina factor de retorno, e indica el porcentaje de agua que se pierde y no ingresa a las redes de alcantarillado, es decir que la cantidad de agua que se suministra a una población es mayor a la cantidad de aguas residuales que genera.

A partir de esto, se procede a realizar el cálculo del consumo máximo horario, para lo cual es necesario definir como primer paso la población de diseño.

4.7.1 POBLACIÓN DE DISEÑO

Para comenzar con el diseño de una red de alcantarillado sanitario, es importante tener como dato la población de diseño que también se definirá como población futura, para la cual se tomará en cuenta el número de viviendas (lotes) y el número de habitantes por vivienda, además de definir un período de diseño, que en este caso se considera de 20 años.

Para efectos de cálculo se tiene en la actualidad (año 2020) que el casco urbano del municipio cuenta con:

- N° de lotes: 393
- N° de personas por lote: 6

Con estos datos iniciales, se obtiene un N° total de habitantes de 2,358, posteriormente se retomará esta cantidad para el cálculo de la población futura.

Además, para la elaboración de la proyección poblacional, se considera únicamente la población del casco urbano del municipio, que de acuerdo con el censo realizado por el ministerio de salud en el año 2006 es de 1,484 habitantes. (Ver tabla 3.3).

En cuanto a la estimación de la población de diseño, según el manual de planificación ANDA, se realiza mediante la comparación de los métodos de proyección: lineal, geométrica y exponencial. En este caso la población de diseño se calcula con la proyección basada en el crecimiento aritmético (lineal), dado que este método se aplica a ciudades no industrializadas, de crecimiento representativo lineal y que tienen poblaciones alrededor de dos mil habitantes.

Dicho método consiste en calcular la cifra media de aumento de la población en un tiempo determinado y aumenta o disminuye una cantidad uniforme por cada año transcurrido después del último registro. La proyección aritmética se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_f = P_0 + K\Delta t$$

Donde:

P_f = es la población futura o población de diseño

P_0 = población inicial (1484 habitantes en el año 2006)

K = tasa de crecimiento anual

Δt = periodo de tiempo (34 años, considerando que la proyección poblacional se realiza para el año 2040)

La tasa de crecimiento anual (k) se calcula con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{P_{(\text{último censo})} - P_{(\text{censo anterior})}}{\Delta T}$$

Donde:

$P_{(\text{último censo})}$ = Población del último censo (2358 habitantes)

$P_{(\text{censo anterior})}$ = Población del censo anterior (1484 habitantes)

ΔT = número de años entre censos (14 años)

De esta manera se tiene que:

$$k = \frac{2358 - 1484}{14} = 62.43 \approx 63 \text{ habitantes}$$

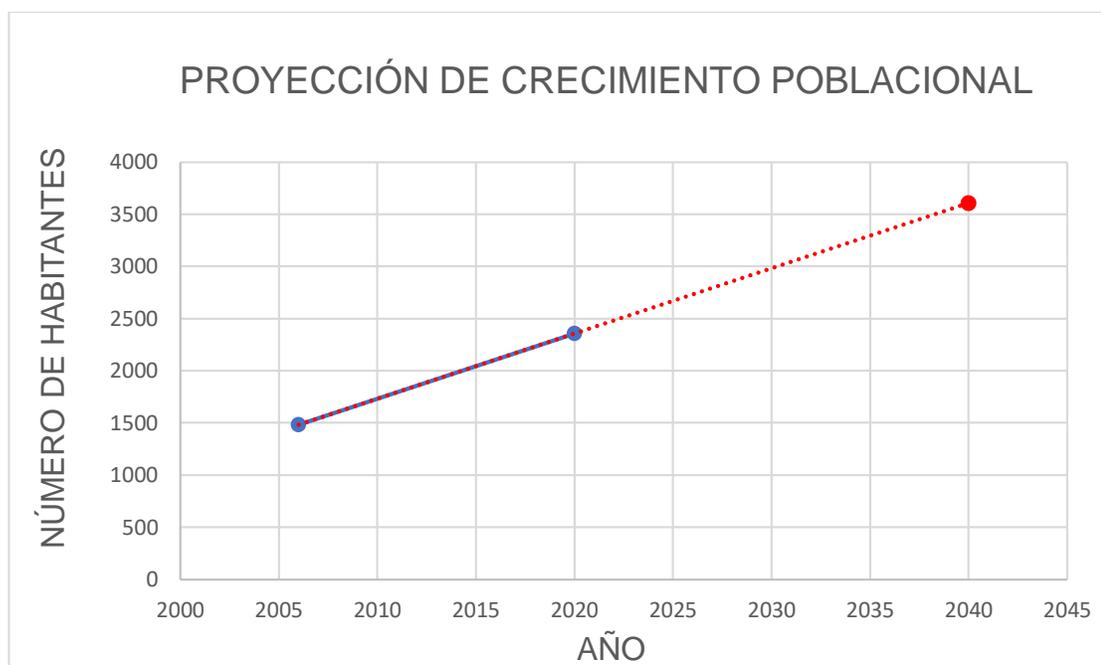
Sustituyendo valores en la ecuación de la proyección aritmética:

$$P_f = 1484 + (63)(34) = 3626 \text{ habitantes}$$

$$P_f = 3626 \text{ habitantes}$$

En la gráfica siguiente (gráfica 4.1) se muestra la proyección lineal de crecimiento poblacional del casco urbano del municipio.

Gráfico 4. 1 Crecimiento poblacional aritmético



Una vez definida la población de diseño, se debe calcular el caudal medio diario que circula por cada una de las tuberías y con este dato posteriormente obtener el caudal máximo horario. En el siguiente apartado se define cada uno de estos caudales por tramos de tuberías.

4.7.2 CÁLCULO DE CAUDAL POR TRAMO

La norma técnica de ANDA, en el apartado I, numeral 5, establece una tabla de consumo de agua potable de acuerdo con cada tipo de establecimiento (Ver tabla 4.2). A partir de ello se determinan los caudales de aguas residuales que circulan en la red de drenaje.

El caudal aportante a cada tramo de tubería estará compuesto por las aguas residuales generadas por las viviendas a su alrededor, y habrá que determinar si algún otro tipo de establecimiento estará conectado a esa tubería, para luego calcular de manera particular el caudal de agua residual generado por dicho establecimiento, llámese este mercado, hospital, escuela, oficina, etc.

Tabla 4. 2 consumos específicos.

Fuente: normas técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras

	Uso	Dotación
	Dotación total urbana >	220 l/p/d
	Locales comerciales	20 l/m ² /d
	Hoteles	500 l/Hab/d
	Pensiones	350 l/Hab/d
	restaurantes	50/ m ² /d
Escuelas	Externos	40 l/alumnos/d
	Internados	200 l/p/d
	Personas no residentes	50 l/p/d
Clínicas	Hospitales	600 l/cama/d
	Medicas	500 l/consultorio/d
	Dentales	1000 l/consultorio/d
Vivienda	Mínima	80-125 l/p/d
	Media	125-175 l/p/d
	Alta	175-350 l/p/d
Otros	Mercados, puestos	15/ m ² /d
	Cines, teatros	3 l/asiento/d
	Oficinas	6 l/ m ² /d
	Bodegas	20 l/ m ² /d
	Gasolineras	300 l/bomba/d
	Estacionamiento	2 l/ m ² /d

	Industria	80 l/p/turno
	Jardines	1.5 l/ m ² /d
	lavanderías	50 l/kg/r.sec

Con ayuda de los planos “uso de suelos” (hoja número 2/11) y “distribución en planta de la red de alcantarillado” (hoja número 3/11 del juego de planos en la sección de anexos) y la tabla de consumos anteriormente mencionada (tabla 4.2), se procede a realizar los cálculos de los caudales aportantes:

4.7.2.1 CAUDAL MEDIO DIARIO

- **VIVIENDA MEDIA**

Para una vivienda media la norma técnica de ANDA arroja un rango de consumo de 125-175 litros por persona al día (observar tabla 4.2), en este diseño se considera un consumo promedio para este tipo de vivienda de 150 l/p/d para el cálculo de la dotación o caudal medio diario; además la misma norma en el apartado I, numeral 5 establece que para el cálculo del consumo total se debe considerar un 20% por fugas y desperdicios, de esta manera se obtiene el caudal medio diario para las viviendas:

$$Q_{md} = \frac{(Consumo) \times (N^{\circ} de habitantes) \times 1.2 \times 1d}{86,400s}$$

El N° de habitantes para el período de diseño es de 3626, sustituyendo valores se tiene:

$$Q_{md} = \frac{(150l/p/ d) \times (3626p) \times 1.2 \times 1d}{86,400s}$$

$$Q_{md} = 7.5 l/s$$

- **CLINICA MÉDICA**

En el caso de la clínica médica, se ha considerado un consumo como si este establecimiento fuese un hospital, puesto que las instalaciones atienden a una cantidad considerable de personas, contando con aproximadamente 15 camillas; de acuerdo con la norma técnica de ANDA, este consumo es de 600l/cama/día. La clínica médica del municipio se presupone estará aportando caudal a la tubería del pozo 31 al 32.

El caudal de aguas residuales de la clínica médica se calcula como sigue:

$$Q = 600 \text{ l/cama/día}$$

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times (\text{N}^\circ \text{ de cama}) \times 1.2}{86,400} = \frac{(600) \times (15) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.125 \text{ l/s}$$

- **RESTAURANTES**

Para un restaurante la norma técnica arroja un rango de consumo de 50 litros/m²/día. Se contabilizan alrededor de 9 restaurantes en el casco urbano. De acuerdo con su ubicación se determina cuál será la tubería a la que cada uno de estos estará conectado. Además, por medio de la ayuda del programa AutoCAD, se determina el área de cada restaurante. Así se calcula el caudal medio diario como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times (\text{área}) \times 1.2}{86,400}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 29 al 30

$$Q_{md} = \frac{(50) \times 1.2 \times 89.01}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0618 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 9 al 10

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (45.23) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0314 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 11 al 12

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (42.52) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0295 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 12 al 13

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (31.54) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0219 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 13 al 14

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (34.93) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0243 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 20 al 21

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (49.7) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0345 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 20 al 18

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (67.50) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0469 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 15 al 16

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (63.97) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0444 \text{ l/s}$$

- Restaurante que aporta a tubería del pozo 62 al 63

$$Q_{md} = \frac{(50) \times (54.56) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0379 \text{ l/s}$$

- **MERCADOS**

Para un mercado el rango de consumo es de 15 litros/m²/día. El mercado del municipio estará conectado al tramo de tubería que une los pozos 51 y 52. Así se calcula el caudal medio diario como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times (\text{área}) \times 1.2}{86,400} = \frac{(15) \times 444.64 \text{ m}^2 \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0926 \text{ l/s}$$

- **OFICINAS**

Para efectos de cálculo se consideran como oficinas los siguientes establecimientos:

- Alcaldía municipal, con un área de 80 m²
- Ex clínica médica, con un área de 344.82 m²
- Oficina jurídica, con un área de 92.59 m²
- Juzgados, con un área de 198.14 m²
- Oficina policial, con un área de 186.44 m²

Para una oficina el consumo es de 6 litros/m²/día, de acuerdo con la tabla 4.2. Así se calcula el caudal medio diario de las oficinas como sigue:

- Caudal para alcaldía (caudal aportante a tubería del pozo 16 al 17)

$$Q_{md} = \frac{(6) \times (80) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0067 \text{ l/s}$$

- Caudal para oficina ex clínica médica (caudal aportante a tubería del pozo 16 a 17)

$$Q_{md} = \frac{(6) \times (344.82) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0287 \text{ l/s}$$

- Caudal para oficina de abogados (caudal aportante a tubería del pozo 15 a 16)

$$Q_{md} = \frac{(6) \times (92.59) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0077 \text{ l/s}$$

- Caudal para oficina juzgados (caudal aportante a tubería del pozo 42 al 43)

$$Q_{md} = \frac{(6) \times (198.14) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0165 \text{ l/s}$$

- Caudal para oficina policial (caudal aportante a tubería del pozo 11 al 25)

$$Q_{md} = \frac{(6) \times (186.44) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0155 \text{ l/s}$$

- **ESCUELAS**

El casco urbano cuenta con 5 Centros Escolares:

- Escuela de Educación Parvularia: 110 estudiantes
- Centro Escolar General Francisco Morazán: 938 estudiantes
- Centro Escolar San Pedro Perulapán: 332 estudiantes
- Colegio Delfina Sánchez: 70 estudiantes

Para una escuela la norma técnica arroja un rango de consumo de 40 litros/alumno/día.

- Consumo para la escuela de Educación Parvularia (aportante a la tubería que une el pozo 12 al 13)

$$Q_{md} = \frac{(40) \times (110) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0611 \text{ l/s}$$

- Consumo para el centro Escolar General Francisco Morazán (aportante a la tubería que une el pozo 10 al 11)

$$Q_{md} = \frac{(40) \times (938) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.5211 \text{ l/s}$$

- Consumo para el Centro Escolar San Pedro Perulapán (aportante a la tubería que une el pozo 48 al 9)

$$Q_{md} = \frac{(40) \times (332) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.1844 \text{ l/s}$$

- Para el colegio Delfina Sánchez (aportante a la tubería que une el pozo 44 al 45)

$$Q_{md} = \frac{(40) \times (70) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0389 \text{ l/s}$$

- **LOCALES COMERCIALES**

Para un local comercial la norma técnica arroja un rango de consumo de:

$$Q = 20 \text{ l/m}^2/\text{d}$$

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times \text{área} \times 1.2}{86,400}$$

- Para el taller 1 con un área promedio de 206.33 m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 39 a 40, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (206.33) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0573 \text{ l/s}$$

- El taller 2 cuenta con un área promedio de 208.92 m² aproximadamente, obtenida ésta del programa AUTOCAD, y aporta caudal a la tubería del pozo 40 al 41. El caudal se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (208.92) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0580 \text{ l/s}$$

- Para los 5 locales comerciales aportantes a la tubería del pozo 15 al 16 con un área de 82 m² aproximadamente cada uno, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times \text{área} \times 1.2}{86,400} = \frac{(20) \times (82) \times 1.2 \times 5}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.1139 \text{ l/s}$$

- Para los 2 locales comerciales aportantes a la tubería del pozo 13 al 14 con un área de 70m² aproximadamente, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (70) \times 1.2 \times 2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0389 \text{ l/s}$$

- **IGLESIAS**

- Para la iglesia “Parroquia San Pedro Apóstol” con un área promedio de 800.00 m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 17 al 39, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (800.00) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.2222 \text{ l/s}$$

- Para la iglesia “Salem” con un área promedio de 278.24m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 64 al 65, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (278.24) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0773 \text{ l/s}$$

- Para la iglesia “Convento parroquial” con un área promedio de 500.00m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 17 al 39, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (500.00) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.1389 \text{ l/s}$$

- Para la iglesia “El Calvario” con un área promedio de 300.22m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 26 al 27, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (300.22) \times 1.2}{86,400} = 0.0834 \text{ l/s}$$

- Para la iglesia “Bautista” con un área promedio de 165.0m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 1 al 2, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (165.0) \times 1.2}{86,400} = 0.0458 \text{ l/s}$$

- Para la iglesia “Testigos de Jehová” con un área promedio de 147.10 m² aproximadamente, aportante a la tubería del pozo 6 al 7, el consumo se calcula como sigue:

$$Q_{md} = \frac{(20) \times (147.10) \times 1.2}{86,400} = 0.0409 \text{ l/s}$$

- **ÁREA VERDE**

Para las áreas verdes la norma técnica arroja un rango de consumo de:

$$Q = 1.5 \text{ l/m}^2/\text{d}$$

$$Q_{md} = \frac{(\text{Consumo}) \times \text{área} \times 1.2}{86,400}$$

- Para “El parque central” con un área promedio de 607.85m² aproximadamente (caudal aportante a la tubería del pozo 15 al 16):

$$Q_{md} = \frac{(1.5) \times (607.85) \times 1.2}{86,400} = 0.0127 \text{ l/s}$$

- Para “El campanario” con un área promedio de 292.0m² aproximadamente (caudal aportante a la tubería del pozo 16 al 17):

$$Q_{md} = \frac{(1.5) \times (292.0) \times 1.2}{86,400} = 0.0061 \text{ l/s}$$

- Para el “Atrio parroquial” con un área promedio de 863.05 m² aproximadamente (caudal aportante a la tubería del pozo 16 al 17):

$$Q_{md} = \frac{(1.5) \times (863.05) \times 1.2}{86,400} = 0.0180 \text{ l/s}$$

- Para el parque “Monseñor Romero” con un área promedio de 255.54 m² aproximadamente, el consumo se calcula como sigue (caudal aportante a la tubería del pozo 50 al 51):

$$Q_{md} = \frac{(1.5) \times (255.54) \times 1.2}{86,400}$$

$$Q_{md} = 0.0053 \text{ l/s}$$

4.7.2.2 CAUDAL MÁXIMO HORARIO ($Q_{\text{máx hor}}$)

Las variaciones de consumo del sistema se determinan con base a los coeficientes de variación del apartado I, numeral 6 de la norma técnica de ANDA. El coeficiente de variación horaria “K2” se encuentra en el rango de 1.8 a 2.4

veces el consumo medio diario. En este diseño se toma un valor de K2 de 2.4. A partir de este dato se obtiene el caudal máximo horario de la siguiente manera:

$$Q_{m\acute{a}x\ hor} = Q_{md} (K2)$$

Así se tiene que el caudal máximo horario generado por las viviendas es:

$$Q_{m\acute{a}x\ hor} = (7.5)(2.4)$$

$$Q_{m\acute{a}x\ hor} = 18.0\ l/s$$

De la misma manera se aplica la ecuación anterior para el cálculo de los caudales máximos horarios para los diferentes establecimientos del municipio.

- **CAUDAL UNITARIO DE VIVIENDAS**

Este caudal unitario es determinado con el objetivo de facilitar el cálculo del caudal total que circulará por cada una de las tuberías que conforman la red de drenaje, y no es nada más que el valor del caudal máximo horario de las viviendas dividido entre el número de lotes totales del municipio se calcula como sigue:

$$Q_{UNI.VIVIENDAS} = \frac{18.0}{393}$$

$$Q_{UNI.VIVIENDAS} = 0.0458$$

Para determinar el caudal de agua residual generado por las viviendas que circulará por un tramo de tubería, lo que procede es determinar el número de viviendas que están conectadas a la tubería, y multiplicarlo por el caudal unitario.

Con la ayuda de la hoja de cálculo Excel se facilita la obtención de los caudales medio diario y máximo horario, los resultados se resumen en la tabla 4.3. Dónde la columna 4 “caudal máximo horario” es el producto de la columna 3 “caudal medio diario” por el factor K2 (2.4).

Tabla 4. 3 resumen de caudal medio diario y caudal máximo horario respectivo

Fuente: propia

1	2	3	4
	TIPO DE CAUDAL (DE POZO POZO)	Q MED. DIARIO (l/s)	Q MAX. HORARIO (l/s)
VIVIENDAS	Caudal medio Vivienda	7.5000	18.00000
CLÍNICA MÉDICA	Clínica médica (De pozo 31 a 32)	0.1250	0.30000
RESTAURANTES	Restaurantes (De pozo 29 a 30)	0.0618	0.14835
	Restaurantes (De pozo 9 a 10)	0.0314	0.07538
	Restaurantes (De pozo 11 a 12)	0.0295	0.07087
	Restaurantes (De pozo 12 a 13)	0.0219	0.05257
	Restaurantes (De pozo 13 a 14)	0.0243	0.05822
	Restaurantes (De pozo 20 a 21)	0.0345	0.08283
	Restaurantes (De pozo 20 a 18)	0.0469	0.11250
	Restaurantes (De pozo 15 a 16)	0.0444	0.10662
	Restaurantes (De pozo 62 a 63)	0.0379	0.09093
MERCADOS	Mercados (De pozo 51 a 52)	0.0926	0.22232
OFICINAS	Alcaldía (De pozo 16 a 17)	0.0067	0.01600
	oficinas (De pozo 16 a 17)	0.0287	0.06896
	oficinas (De pozo 15 a 16)	0.0077	0.01852
	Oficinas de juzgados (De pozo 42 a 43)	0.0165	0.03963
	oficina policía (De pozo 11 a 25)	0.0155	0.03729
ESCUELAS	Escuela de educación Parvularia (De pozo 12 a 13)	0.0611	0.14667
	Centro Escolar General Francisco Morazán (De pozo 10 a 11)	0.5211	1.25067
	Centro Escolar San Pedro Perulapán (De pozo 48 a 49)	0.1844	0.44267
LOCALES COMERCIALES	Taller 1 (De pozo 39 a 40)	0.0573	0.13755
	5 locales comerciales (De pozo 15 a 16)	0.1139	0.27333
	2 locales comerciales (De pozo 13 a 14)	0.0389	0.09333
	Taller 2 (De pozo 40 a 41)	0.0580	0.13928
IGLESIAS	Parroquia San Pedro Apóstol (De pozo 17 a 39)	0.2222	0.53333
	Iglesia Salem (De pozo 64 a 65)	0.0773	0.18549
	Convento parroquial (De pozo 17 a 39)	0.1389	0.33333
	Iglesia el calvario (De pozo 26 a 27)	0.0834	0.20015
	Iglesia Bautista (De pozo 1 a 2)	0.0458	0.11000
	Iglesia Testigos de Jehová (De pozo 6 a 7)	0.0409	0.09807
ÁREAS VERDES	Parque central (De pozo 15 a 16)	0.0127	0.03039
	El campanario (De pozo 16 a 17)	0.0061	0.01460
	Atrio parroquial (De pozo 38 a 17)	0.0180	0.04318
	Parque Monseñor Romero (De pozo 50 a 51)	0.0053	0.01278
TOTAL		9.86	23.68

Una vez obtenido el caudal máximo horario y el caudal de infiltración que circula por cada tramo de tubería, se procede a realizar el cálculo del caudal de diseño, retomando la siguiente ecuación:

$$Q_{diseño} = 0.8 Q_{máxh} + Q_{infiltración}$$

Con ello el siguiente paso es calcular la capacidad de las tuberías, como se describe en el siguiente apartado.

4.8 CAPACIDAD DE LAS TUBERÍAS

La norma técnica de ANDA, en el apartado II, numeral 4, estipula que la capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor “F”, que indica la magnitud de variaciones de caudal, es decir que el factor “F” dependerá del diámetro de la tubería por la que está circulando el caudal analizado, ver tabla 4.4

De lo anterior se tiene que la capacidad de las tuberías está dada por

$$C_{tub} = F Q_{diseño}$$

$$C_{tub} = F(0.8 Q_{máxh} + Q_{infiltración})$$

Tabla 4. 4 factor para cálculo de la capacidad de tuberías,
fuente: Norma Técnica de ANDA, apartado II, numeral 4

Ø COLECTOR	FACTOR	Ø COLECTOR	FACTOR
8" ≤ Ø ≤ 12"	2.00	36"	1.40
15"	1.80	42"	1.35
18"	1.60	48"	1.30
24"	1.50	Interceptores	
30"	1.45	o emisores	1.20

En la tabla siguiente (tabla 4.5) se resumen los resultados de los cálculos ya descritos.

Tabla 4. 5 resumen de cálculos del caudal de diseño y capacidad de las tuberías por tramos.

Fuente: propia

1	2	3	4	5	6	7	8
NOMBRE DE LA CALLE	DE POZO	A POZO	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (l/s)	CAPACIDAD DE LAS TUBERÍAS (l/s)
CALLE AL RASTRO	26	27	414.76	0.200	0.0041	0.164	0.329
	27	28	994.32	0.137	0.0099	0.120	0.240
	28	29	1138.50	0.183	0.0114	0.158	0.316
	29	30	1149.66	0.240	0.0115	0.203	0.407
	30	31	948.83	0.229	0.0095	0.193	0.385
	31	32	2236.36	0.483	0.0224	0.409	0.818
	32	33	302.51	0.046	0.0030	0.040	0.079
	33	34	780.94	0.046	0.0078	0.044	0.089
	34	35	1601.74	0.183	0.0160	0.163	0.325
	35	36	1640.00	0.229	0.0164	0.200	0.399
AVENIDA LA RONDA	36	9	542.59	0.092	0.0054	0.079	0.157
	11	25	2298.25	0.129	0.0230	0.126	0.252
	25	24	659.08	0.137	0.0066	0.117	0.233
	24	23	327.13	0.046	0.0033	0.040	0.080
	23	22	714.85	0.046	0.0071	0.044	0.088
	22	21	2104.80	0.092	0.0210	0.094	0.189
	21	20	384.99	0.083	0.0038	0.070	0.140
PASAJE BARRIOS	20	18	412.80	0.158	0.0041	0.131	0.262
	18	37	529.01	0.092	0.0053	0.079	0.157
CALLE JOSE CIRO MORA	37	14	782.67	0.275	0.0078	0.228	0.455
	38	17	743.05	0.043	0.0074	0.042	0.084
AVENIDA MORAZÁN	1	2	1438.39	0.293	0.0144	0.249	0.498
	2	3	325.76	0.046	0.0033	0.040	0.080
	3	4	989.28	0.183	0.0099	0.156	0.313
	4	5	1088.94	0.183	0.0109	0.157	0.315
	5	6	1338.38	0.229	0.0134	0.197	0.393
	6	7	3268.06	0.464	0.0327	0.404	0.809
	7	8	2347.51	0.229	0.0235	0.207	0.413
	8	9	2055.16	0.229	0.0206	0.204	0.408
	9	10	1749.81	0.121	0.0175	0.114	0.229
	10	11	4719.52	1.296	0.0472	1.084	2.169
	11	12	1674.95	0.254	0.0167	0.220	0.440
	12	13	1336.75	0.199	0.0134	0.173	0.346
	13	14	1651.01	0.381	0.0165	0.321	0.642
	14	15	0.00	0.000	0.0000	0.000	0.000
	15	16	2620.01	0.429	0.0262	0.369	0.739
	16	17	3048.92	0.100	0.0305	0.110	0.220

NOMBRE DE LA CALLE	DE POZO	A POZO	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓ N (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (l/s)	CAPACIDAD DE LAS TUBERÍAS (l/s)
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑA	116	117	170.11	0.046	0.0017	0.038	0.077
	117	118	664.91	0.183	0.0066	0.153	0.306
	118	119	580.86	0.229	0.0058	0.189	0.378
	119	120	782.93	0.229	0.0078	0.191	0.382
	120	121	528.49	0.183	0.0053	0.152	0.304
	121	50	753.60	0.092	0.0075	0.081	0.162
PASAJE BOLIVAR	57	56	1616.40	0.595	0.0162	0.492	0.985
	56	55	77.48	0.046	0.0008	0.037	0.075
	55	54	41.93	0.046	0.0004	0.037	0.074
	54	53	0.00	0.000	0.0000	0.000	0.000
CALLE MIGUEL ROMAN PEÑA	46	47	717.23	0.046	0.0072	0.044	0.088
	47	48	18.98	0.046	0.0002	0.037	0.074
	48	49	819.17	0.443	0.0082	0.362	0.725
	49	50	507.04	0.046	0.0051	0.042	0.083
	50	51	543.34	0.013	0.0054	0.016	0.031
	51	52	1172.90	0.406	0.0117	0.336	0.672
	52	53	1403.05	0.183	0.0140	0.161	0.321
	53	58	677.52	0.275	0.0068	0.227	0.453
	58	59	292.57	0.046	0.0029	0.040	0.079
	59	60	497.95	0.092	0.0050	0.078	0.157
CALLE AL CEMENTERIO	60	40	2076.46	0.183	0.0208	0.167	0.335
	45	44	302.77	0.093	0.0030	0.078	0.155
CALLE JOSE SANTOS TORUÑO	44	43	1005.41	0.137	0.0101	0.120	0.240
	17	39	1769.27	0.867	0.0177	0.711	1.422
	39	40	396.97	0.138	0.0040	0.114	0.228
	40	41	993.99	0.139	0.0099	0.121	0.243
	41	42	1084.24	0.183	0.0108	0.157	0.315
AVENIDA DEPORTIVA	42	43	766.31	0.085	0.0077	0.076	0.152
	43	61	1299.76	0.137	0.0130	0.123	0.246
	61	62	1236.75	0.183	0.0124	0.159	0.318
	62	63	2473.75	0.549	0.0247	0.464	0.928
	63	64	2022.96	0.092	0.0202	0.094	0.187
	64	65	2518.47	0.460	0.0252	0.393	0.787
	65	66	1773.90	0.412	0.0177	0.348	0.695
	66	67	2364.66	0.412	0.0236	0.353	0.707
	67	68	742.17	0.183	0.0074	0.154	0.308
	68	69	823.62	0.137	0.0082	0.118	0.236
	69	70	971.84	0.183	0.0097	0.156	0.313
CALLE A CANTÓN EL RODEO	70	71	619.50	0.183	0.0062	0.153	0.306
	71	73	1782.78	0.229	0.0178	0.201	0.402
	73	74	795.10	0.183	0.0080	0.155	0.309
	74	75	1777.42	0.275	0.0178	0.238	0.475
	75	76	1567.34	0.229	0.0157	0.199	0.398
	76	77	436.74	0.183	0.0044	0.151	0.302
	77	78	902.41	0.137	0.0090	0.119	0.238

NOMBRE DE LA CALLE	DE POZO	A POZO	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (l/s)	CAPACIDAD DE LAS TUBERÍAS (l/s)
PASAJE 6	78	86	2667.15	0.137	0.0267	0.137	0.273
	86	85	1974.24	0.137	0.0197	0.130	0.259
CALLE PRINCIPAL	85	84	775.70	0.229	0.0078	0.191	0.382
	84	83	365.23	0.137	0.0037	0.114	0.227
	83	82	593.83	0.137	0.0059	0.116	0.232
	82	79	1375.96	0.366	0.0138	0.307	0.614
	95	114	457.28	0.229	0.0046	0.188	0.376
	114	113	278.32	0.183	0.0028	0.149	0.299
	113	112	421.95	0.183	0.0042	0.151	0.302
	112	111	493.51	0.183	0.0049	0.151	0.303
	111	110	351.15	0.183	0.0035	0.150	0.300
	110	109	686.86	0.229	0.0069	0.190	0.380
	90	99	859.59	0.229	0.0086	0.192	0.384
	104	90	309.70	0.000	0.0031	0.003	0.006
	99	95	723.58	0.183	0.0072	0.154	0.308
PASAJE 5	79	80	1087.04	0.183	0.0109	0.157	0.315
	80	81	1026.07	0.183	0.0103	0.157	0.314
	81	71	802.97	0.137	0.0080	0.118	0.236
PASAJE1	89	90	400.88	0.137	0.0040	0.114	0.228
	89	88	1311.65	0.183	0.0131	0.160	0.319
	88	87	708.55	0.137	0.0071	0.117	0.234
PASAJE 3	98	99	343.01	0.000	0.0034	0.003	0.007
	97	98	382.83	0.183	0.0038	0.150	0.301
	96	97	1108.86	0.183	0.0111	0.158	0.315
	103	104	154.39	0.183	0.0015	0.148	0.296
PASAJE 2	100	101	288.58	0.229	0.0029	0.186	0.372
	101	102	1606.09	0.229	0.0161	0.199	0.399
	102	103	1125.87	0.229	0.0113	0.194	0.389
	85	104	1907.46	0.183	0.0191	0.166	0.331
PASAJE A	109	91	0.00	0.183	0.0000	0.147	0.293
	96	108	845.73	0.183	0.0085	0.155	0.310
	108	91	952.80	0.183	0.0095	0.156	0.312
	107	96	1178.46	0.183	0.0118	0.158	0.317
	106	107	425.28	0.183	0.0043	0.151	0.302
	105	106	829.41	0.183	0.0083	0.155	0.310
PASAJE 4	91	92	908.84	0.183	0.0091	0.156	0.311
	92	95	720.00	0.183	0.0072	0.154	0.308
A PLANTA	78	PLANTA	0.00	0.000	0.0000		
TOTAL				23.64	1.25	20.16	40.33

4.9 CAUDAL ACUMULADO

En este apartado se describe el procedimiento a través del cual se realiza el cálculo de los caudales acumulados. Para ello se muestra el ejemplo siguiente:

Observar la siguiente figura (figura 4.4), donde los pozos se encuentran representados por los círculos, las tuberías que conectan los pozos están representadas por líneas sólidas y las flechas sobre las tuberías indican el sentido del flujo, es decir hacia donde son dirigidas las aguas residuales.

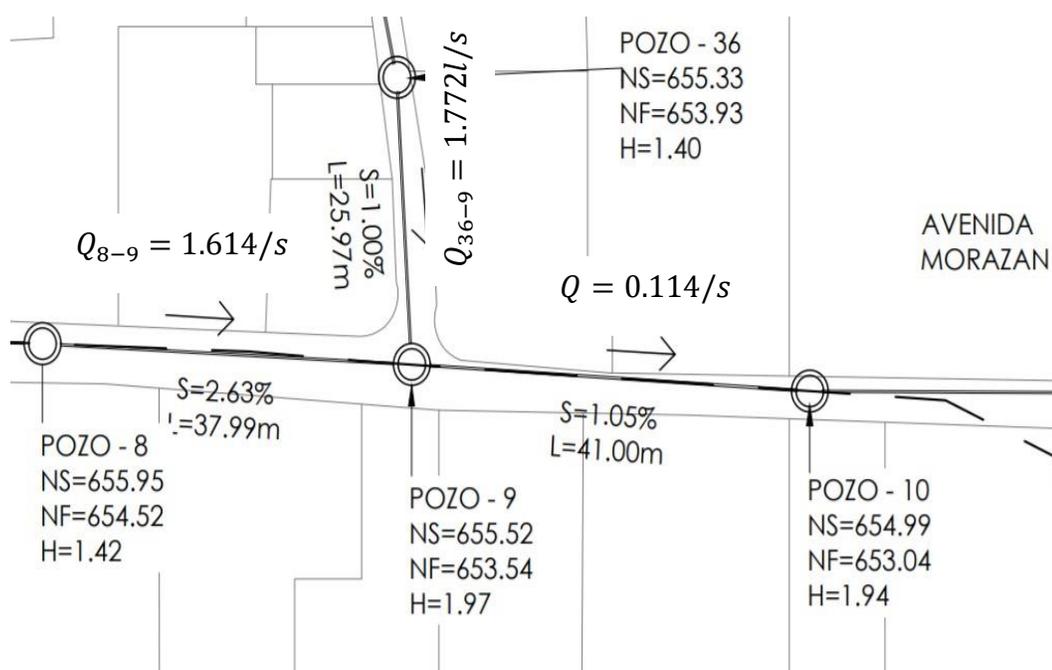


Figura 4. 4 Sentido de flujo del caudal
Fuente: propia

De la figura se observa que el pozo número 9 se encuentra aguas abajo respecto al pozo número 8 y al número 36, por lo que la tubería del tramo 9-10 estará recibiendo la suma de los caudales que circulan por las tuberías 36-9 y 8- 9, además de recibir el agua residual de las viviendas conectadas a esta. Así, sumando todos estos caudales que llegarán finalmente al pozo número 10 se tiene:

$$Q_{9-10} = Q_{8-9} + Q_{36-9} + Q_{aportante}$$

$$Q_{9-10} = 1.614 + 1.722 + 0.11$$

$$Q_{9-10} = 3.5 \text{ l/s}$$

De la misma manera, se acumulan los caudales del resto de los tramos de tuberías, tomando en cuenta el sentido del flujo del agua. Para ello nos auxiliamos del plano 03/11 (plano de la red de alcantarillado sanitario) en la sección ANEXOS de este documento.

4.10 DISEÑO DE COLECTORES DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Para el diseño de colectores se recurre al uso del Software “HCANALES”, que sustituye el proceso de lectura en la curva de elementos hidráulicos básicos o gráficos tipo monograma. Este software realiza de forma matemática, los cálculos para determinar con exactitud la velocidad real y tirante hidráulico de las tuberías colectoras.

Para que el diseño del colector sea adecuado, se deben cumplir los siguientes criterios:

- La velocidad mínima real requerida para el arrastre de sedimentos en la tubería es de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima permisible es de 5.0m/s para tuberías de PVC.
- La pendiente mínima será de 1% y en casos excepcionales podrá ser de 0.5% siempre y cuando el material de la tubería sea PVC y que no sea en tramos iniciales.
- El tirante normal no debe ser mayor del 80% del diámetro de la tubería.

4.10.1 PASOS A SEGUIR PARA USO DE SOTFWARE HCANALES

- Iniciamos el programa HCanales previamente instalado.



Figura 4.5: pantalla de inicio

Fuente: propia

- En la barra de menú elegir: tirante normal



Figura 4.6: Barra de menú

Fuente: propia

- Luego de haberse desplegado la lista elegir el tipo de sección de la tubería colectora, en este caso “sección circular”.



Figura 4. 7 selección de sección

Fuente: propia

- Se desplegará una ventana llamada cálculo de tirante normal, sección circular

Figura 4. 8 pantalla principal de datos iniciales

Fuente: propia

En el programa se debe colocar la siguiente información:

- Lugar: Aquí se coloca el nombre del sitio donde estará ubicada la red de alcantarillado.
- Tramo: identificar aquí el nombre del tramo de tubería, el cual está conformado por el pozo de inicial y del pozo final de dicho tramo.
- Proyecto: Se coloca el nombre del tipo de tubería a diseñar, sean estos acueductos, canales de riego agrícolas o como en este caso: alcantarillado sanitario.
- Revestimiento: Se coloca el tipo de material de la tubería a utilizar.

Luego en la sección “datos” de la pantalla principal de datos iniciales se completa lo siguiente:

- Caudal en m^3/s (Dónde se ingresa el caudal acumulado de capacidad de las tuberías)
- Diámetro de la tubería en metros
- Pendiente de la tubería (en decimales, no porcentaje)
- Coeficiente de rugosidad “n”, que para el caso de tuberías de PVC tiene un valor de 0.011.

Se da clic en el botón “calcular” y el programa automáticamente ejecutará los respectivos cálculos de acuerdo con los datos introducidos y estos se mostrarán en la sección “resultados” de la misma ventana (Figura 4.7).

En este diseño en particular los resultados de interés son: la velocidad y el tirante normal; estos deben ser evaluados posteriormente comparándolos con los criterios de diseño de colectores (Revisar sección 4.10 de este documento), verificando que dichos resultados cumplan con todos y cada uno de los criterios.

Debido a que el programa no admite una base de datos como tal, se debe ingresar los datos iniciales de cada tramo de tubería de manera individual y auxiliarse de un programa adicional para la recolección de resultados; en este caso se recurrió al uso del programa Excel, lo que facilitó la comparación con los criterios de diseño.

Observe la siguiente captura de pantalla (figura 4.9) donde se muestra un ejemplo de los datos arrojados por el programa para el tramo de los pozos P2 a P3.

Lugar:		Proyecto:	
SAN PEDRO PERULAPAN		ALCANTARILLADO SANI.	
Tramo:		Revestimiento:	
P2-P3		PVC	

Datos:	
Caudal (Q):	0.0007882 m ³ /s
Diámetro (d):	0.2032 m
Rugosidad (n):	0.011
Pendiente (S):	0.0128 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0185 m	Perímetro mojado (p):	0.1247 m
Área hidráulica (A):	0.0015 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0118 m
Espejo de agua (T):	0.1170 m	Velocidad (v):	0.5341 m/s
Número de Froude (F):	1.5185	Energía específica (E):	0.0331 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Tabla 4. 9 resultados arrojados por el programa HCanales.

Fuente: propia

4.10.2 DISEÑO FINAL DE LA RED

La siguiente tabla (tabla 4.6) muestra las características finales de los colectores de la red.

Tabla 4. 6: cuadro de diseño de los colectores

Fuente: propia

NOMBRE DE LA CALLE	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA (m)	DE POZO	A POZO	LONGITUD (m)	PENDIENTE	CAUDAL (l/s)	CAUDAL (m/s)	VELOCIDAD (m/s)	TIRANTE (m)
CALLE AL RASTRO	0.2032	26	27	7.84	0.0268	0.329	0.000329	0.53	0.0103
	0.2032	27	28	39.80	0.0503	0.568	0.000568	0.78	0.0115
	0.2032	28	29	31.95	0.0721	0.884	0.000884	1.01	0.0130
	0.2032	29	30	32.95	0.0281	1.291	0.001291	0.82	0.0195
	0.2032	30	31	31.07	0.0382	1.676	0.001676	0.98	0.0205
	0.2032	31	32	26.80	0.0248	2.494	0.002494	0.95	0.0275
	0.2032	32	33	14.26	0.0876	2.574	0.002574	1.49	0.0206
	0.2032	33	34	14.44	0.0129	2.663	0.002663	0.77	0.0332
	0.2032	34	35	32.60	0.0090	2.988	0.002988	0.70	0.0384
	0.2032	35	36	32.25	0.0073	3.387	0.003387	0.68	0.0430
AVENIDA LA RONDA	0.2032	36	9	25.97	0.0010	3.544	0.003544	0.77	0.0407
	0.2032	11	25	61.76	0.0081	1.243	0.001243	0.52	0.0257
	0.2032	25	24	16.91	0.0130	0.991	0.000991	0.58	0.0206
	0.2032	24	23	14.97	0.0115	0.758	0.000758	0.51	0.0187
	0.2032	23	22	13.20	0.0159	0.678	0.000678	0.55	0.0164
	0.2032	22	21	18.56	0.0154	0.590	0.000590	0.52	0.0155
	0.2032	21	20	21.98	0.0198	0.402	0.000402	0.51	0.0122
PASAJE BARRIOS	0.2032	20	18	15.27	0.0309	0.262	0.000262	0.52	0.0084
	0.2032	18	37	20.00	0.0581	0.157	0.000157	0.55	0.0061
CALLE JOSE CIRO MORA	0.2032	37	14	29.33	0.0341	0.612	0.000612	0.70	0.0131
	0.2032	38	17	43.43	0.0538	0.084	0.000084	0.50	0.0043
AVENIDA MORAZÁN	0.2032	1	2	33.26	0.0159	0.498	0.000498	0.50	0.0142
	0.2032	2	3	13.39	0.0224	0.578	0.000578	0.59	0.0140
	0.2032	3	4	34.75	0.0110	0.891	0.000891	0.53	0.0204
	0.2032	4	5	28.44	0.0464	1.206	0.001206	0.95	0.0167
	0.2032	5	6	30.99	0.1033	1.599	0.001599	1.37	0.0158
	0.2032	6	7	63.90	0.0095	2.407	0.002407	0.67	0.0341
	0.2032	7	8	26.00	0.0206	2.821	0.002821	0.93	0.0305
	0.2032	8	9	37.99	0.0263	3.228	0.003228	0.96	0.0326
	0.2032	9	10	41.00	0.0105	7.001	0.007001	0.95	0.0565
	0.2032	10	11	62.96	0.0234	9.170	0.009170	1.37	0.0529
	0.2032	11	12	37.00	0.0087	10.853	0.010853	1.01	0.0747
	0.2032	12	13	30.00	0.0132	11.199	0.011199	1.18	0.0680
	0.2032	13	14	46.94	0.0109	11.841	0.011841	1.12	0.0736
	0.2032	14	15	12.96	0.0099	12.453	0.012453	1.09	0.0777
	0.2032	15	16	50.13	0.0101	13.192	0.013192	1.12	0.0797
	0.2032	16	17	58.34	0.0092	13.412	0.013412	1.09	0.0825

NOMBRE DE LA CALLE	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA (m)	DE POZO	A POZO	LONGITUD (m)	PENDIENTE	CAUDAL (l/s)	CAUDAL (m ³ /s)	VELOCIDAD (m/s)	TIRANTE (m)
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑA	0.2032	116	117	9.99	0.0758	0.077	0.000077	0.51	0.0044
	0.2032	117	118	20.99	0.0284	0.383	0.000383	0.57	0.0110
	0.2032	118	119	18.98	0.0210	0.761	0.000761	0.63	0.0162
	0.2032	119	120	14.99	0.0200	1.143	0.001143	0.70	0.0199
	0.2032	120	121	25.00	0.01	1.447	0.001447	0.59	0.0263
	0.2032	121	50	19.99	0.0084	1.609	0.001609	0.57	0.0289
PASAJE BOLIVAR	0.2032	57	56	43.97	0.0114	0.985	0.000985	0.55	0.0212
	0.2032	56	55	4.89	0.0102	1.060	0.001060	0.54	0.0226
	0.2032	55	54	10.64	0.0102	1.134	0.001134	0.55	0.0233
	0.2032	54	53	28.99	0.0365	1.134	0.001134	0.86	0.0172
CALLE MIGUEL ROMAN PEÑA	0.2032	46	47	16.99	0.0674	0.088	0.000088	0.51	0.0048
	0.2032	47	48	5.07	0.0686	0.161	0.000161	0.59	0.0060
	0.2032	48	49	17.97	0.0417	0.886	0.000886	0.82	0.0150
	0.2032	49	50	18.14	0.1186	0.969	0.000969	1.24	0.0121
	0.2032	50	51	14.00	0.0141	2.609	0.002609	0.79	0.0322
	0.2032	51	52	32.99	0.0117	3.282	0.003282	0.79	0.0377
	0.2032	52	53	32.68	0.0119	3.603	0.003603	0.82	0.0393
	0.2032	53	58	40.22	0.0114	5.190	0.005190	0.90	0.0476
	0.2032	58	59	10.90	0.005	5.269	0.005269	0.67	0.0591
	0.2032	59	60	9.90	0.005	5.426	0.005426	0.68	0.0600
CALLE AL CEMENTERIO	0.2032	60	40	37.80	0.0104	5.760	0.005760	0.90	0.0513
	0.2032	45	44	11.82	0.072	0.155	0.000155	0.59	0.0058
CALLE JOSE SANTOS TORUÑO	0.2032	44	43	28.88	0.0582	0.395	0.000395	0.73	0.0094
	0.2032	17	39	50.28	0.0316	14.918	0.014918	1.75	0.0628
	0.2032	39	40	12.77	0.0578	15.146	0.015146	2.18	0.0542
	0.2032	40	41	16.95	0.0109	21.149	0.021149	1.30	0.1018
	0.2032	41	42	25.99	0.0122	21.464	0.021464	1.36	0.0993
AVENIDA DEPORTIVA	0.2032	42	43	24.04	0.0121	21.616	0.021616	1.36	0.1000
	0.2032	43	61	34.98	0.0102	22.257	0.022257	1.29	0.1070
	0.2032	61	62	29.99	0.0100	22.575	0.022575	1.28	0.1086
	0.2032	62	63	64.96	0.0100	23.503	0.023503	1.29	0.1113
	0.2032	63	64	52.67	0.0102	23.690	0.023690	1.31	0.1112
	0.2032	64	65	52.350	0.0100	24.476	0.024476	1.31	0.1141
	0.2032	65	66	50.000	0.0111	25.171	0.025171	1.37	0.1124
	0.2032	66	67	49.950	0.0108	25.878	0.025878	1.36	0.1154
	0.2032	67	68	33.890	0.0103	26.186	0.026186	1.34	0.1180
	0.2032	68	69	28.020	0.0106	26.423	0.026423	1.36	0.1176
	0.2032	69	70	34.080	0.0112	26.735	0.026735	1.39	0.1164
CALLE A CANTÓN EL RODEO	0.2032	70	71	46.310	0.0105	27.041	0.027041	1.36	0.1197
	0.2032	71	73	35.000	0.0155	28.307	0.028307	1.60	0.1091
	0.2032	73	74	21.250	0.0240	28.616	0.028616	1.89	0.0965
	0.2032	74	75	26.680	0.0160	29.091	0.029091	1.63	0.1098
	0.2032	75	76	37.920	0.0432	29.489	0.029489	2.36	0.0832
	0.2032	76	77	20.830	0.0224	29.791	0.029791	1.86	0.1007
0.2032	77	78	28.060	0.0503	30.029	0.030029	2.51	0.0806	

NOMBRE DE LA CALLE	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA (m)	DE POZO	A POZO	LONGITUD (m)	PENDIENTE	CAUDAL (l/s)	CAUDAL (m/s)	VELOCIDAD (m/s)	TIRANTE (m)
PASAJE 6	0.2032	78	86	40.26	0.0109	10.297	0.010297	1.08	0.0684
	0.2032	86	85	40.95	0.0095	10.024	0.010024	1.02	0.0699
CALLE PRINCIPAL	0.2032	85	84	28.05	0.0614	1.455	0.001455	1.11	0.0171
	0.2032	84	83	24.97	0.0761	1.073	0.001073	1.09	0.0141
	0.2032	83	82	39.77	0.0476	0.846	0.000846	0.86	0.0141
	0.2032	82	79	40.23	0.0293	0.614	0.000614	0.66	0.0136
	0.2032	95	114	36.71	0.0072	1.959	0.001959	0.57	0.0330
	0.2032	114	113	6.87	0.0139	1.584	0.001584	0.68	0.0254
	0.2032	113	112	14.2	0.0671	1.285	0.001285	1.10	0.0158
	0.2032	112	111	14.51	0.0800	0.983	0.000983	1.08	0.0134
	0.2032	111	110	7.76	0.0404	0.680	0.000680	0.76	0.0132
	0.2032	110	109	29.91	0.0439	0.380	0.000380	0.66	0.0099
	0.2032	90	99	13.38	0.0651	5.736	0.005736	1.71	0.0326
	0.2032	104	90	6.63	0.0123	6.523	0.006523	0.99	0.0524
	0.2032	99	95	48.77	0.0067	3.179	0.003179	0.65	0.0426
PASAJE 5	0.1524	79	80	30	0.033	0.315	0.000315	0.56	0.0096
	0.2032	80	81	19.99	0.0154	0.629	0.000629	0.53	0.0160
	0.2032	81	71	12.49	0.0618	0.864	0.000864	0.95	0.0134
PASAJE 1	0.2032	89	90	39.98	0.0251	0.781	0.000781	0.67	0.0158
	0.2032	89	88	31.21	0.0321	0.553	0.000553	0.66	0.0126
	0.1524	88	87	10.38	0.0624	0.234	0.000234	0.64	0.0072
PASAJE 3	0.2032	98	99	13.38	0.0651	2.173	0.002173	1.28	0.0204
	0.2032	97	98	16.05	0.0636	2.166	0.002166	1.27	0.0205
	0.2032	96	97	45.12	0.0108	1.866	0.001866	0.65	0.0292
	0.2032	103	104	13.06	0.1299	1.456	0.001456	1.44	0.0143
PASAJE 2	0.1524	100	101	10.73	0.0197	0.372	0.000372	0.52	0.0127
	0.2032	101	102	35.48	0.0111	0.771	0.000771	0.51	0.0190
	0.2032	102	103	22.81	0.0635	1.160	0.001160	1.05	0.0153
	0.2032	85	104	50.81	0.0101	8.310	0.008310	0.99	0.0624
PASAJE A	0.2032	109	91	30.2	0.0333	0.293	0.000293	0.55	0.0093
	0.2032	96	108	34.96	0.0126	0.622	0.000622	0.51	0.0180
	0.2032	108	91	39.93	0.0448	0.312	0.000312	0.62	0.0089
	0.2032	107	96	40.01	0.0183	0.928	0.000928	0.63	0.0185
	0.2032	106	107	12.83	0.0309	0.611	0.000611	0.67	0.0134
	0.2032	105	106	13.66	0.0335	0.310	0.000310	0.56	0.0161
PASAJE 4	0.2032	91	92	21	0.0800	0.604	0.000604	0.93	0.0106
	0.2032	92	95	27.23	0.0574	0.912	0.000912	0.94	0.0140
A PLANTA		78	PLANTA			40.326	0.040326	2.51	0.1197

4.10.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL SOTFWARE “HCANALES”

Como se puede observar en los datos presentados en la tabla 4.6, la red de alcantarillado sanitario propuesta y diseñada con ayuda del software HCanales; el diseño de la red cumple con los criterios definidos por las Normas Técnicas para abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras (ANDA 1998).

La red diseñada cuenta en su mayoría de colectores con diámetros de 8 pulgadas, de las cuales 2 colectores se diseñaron con diámetro de 6 pulgadas debido a que el caudal en esos tramos es mínimo, ya que son tramos iniciales, utilizando diámetro de 8 pulgadas para dichas tuberías no se cumplía con la velocidad requerida.

Al tratarse de pasajes peatonales, un diámetro de 6” puede utilizarse según Norma Técnica para Alcantarillado sanitario sin ningún inconveniente.

En cuanto a las velocidades de flujo en tuberías, el sistema funciona dentro de los límites establecidos como criterios básicos de diseño, ya que se cumple la velocidad mínima de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima alcanzo los 2.89 m/s.

En algunos tramos la red es inferior a 1%, sin embargo, es mayor a 0.5%, especificado para tramos no iniciales y material PVC, para el caso particular de dichos tramos es admisible ya que la Normativa de ANDA lo permite siempre y cuando cumpla con este criterio.

Otro criterio verificado en la red de alcantarillado sanitario es la capacidad en el sistema de tuberías, ya que la capacidad máxima a la que opera es del 67%.

CAPÍTULO V: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5.1 CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR DE UBICACIÓN DE LA P.T.A.R.

Para la selección de la ubicación de la planta de tratamiento se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- La topografía del sitio donde se ha propuesto instalar la P.T.A.R.
- La elevación de P.T.A.R.
- Contar con un cuerpo receptor cercano a la P.T.A.R.
- Estudio de suelos del sitio
- Normas aplicables al país en cuanto a P.T.A.R.

Se ha destinado como posible ubicación de la planta de tratamiento el área mostrada en la siguiente fotografía (figura 5.1), puesto que ésta se encuentra topográficamente a un nivel inferior respecto a la red de drenaje de acuerdo con los datos obtenidos de Google Earth; esto con el objetivo de que el sistema y la P.T.A.R funcionen fácilmente por gravedad. De la misma manera asegurándose que también se encuentre suficientemente alejada de la población y a la vez cercana a un cuerpo receptor de agua.



Figura 5. 1 Ubicación de la P.T.A.R.

Fuente: propia

De este sector no se cuenta con un levantamiento topográfico, sin embargo, al realizar visitas de campo, se pudo observar que se trata de un terreno irregular, que necesitará ser cortado en algunos tramos y rellenado en menor medida en otros ya sea con material del sitio o con material selecto. Lo más recomendable es realizar un levantamiento topográfico junto con un estudio de suelos para poder determinar con mayor seguridad el tipo de suelo que existe en el sitio y además definir un estrato resistente que garantice una adecuada construcción de la P.T.A.R. en un futuro.



Figura 5. 2 Suelo existente en el sitio

Fuente: propia

Dado que El Salvador no cuenta con una normativa que establezca criterios para la ubicación de la planta de Tratamiento, se ha tomado en cuenta la Norma O.S.090 para Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Perú, la cual establece que la P.T.A.R. debe estar a más de 300 m de la última vivienda. (Ver figura 5.3).



Figura 5. 3 distancia de P.T.A.R. con el casco urbano

Fuente: propia

En cuanto al cuerpo receptor, el más cercano a la ubicación de la planta es el Rio Chalapán, el cual se observa en la siguiente fotografía (Figura 5.4), por lo que éste será destinado como punto de descarga de las aguas residuales previamente tratadas, tomando en cuenta que entre el cuerpo receptor y la planta de tratamiento debe existir un desnivel considerable para evitar daños a las instalaciones en caso de que existan inundaciones y que a la vez todo el sistema continúe funcionando por gravedad.

Para dirigir el efluente hacia el cuerpo receptor se utilizarán tuberías de PVC.



Figura 5. 4 Río Chalapán

Fuente: propia

5.2 DATOS DEL AGUA CRUDA Y CARACTERÍSTICAS DEL EFLUENTE

Debido a que San Pedro Perulapán carece de un sistema de alcantarillado sanitario, es imposible obtener muestras de las aguas residuales crudas para realizar su análisis y describir sus características. Sin embargo, para el diseño de la planta de tratamiento es necesario contar con dichas características o parámetros y sus concentraciones, es por tal razón que basándose en el libro de texto Metcalf and Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, se resume en la tabla número 5.1 los parámetros y concentraciones típicas para aguas residuales de tipo domésticas.

Tabla 5. 1 Concentraciones típicas de agua cruda.

Fuente: Metcalf and Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales

PARAMETRO	CONCENTRACIONES TÍPICAS
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	300 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	450 mg/l
Sólidos suspendidos	220 mg/l
Sólidos sedimentables	20 mg/l
Aceites y grasas	50 mg/l

En cuanto a las características del efluente se tomarán los parámetros máximos permisibles de las aguas residuales de tipo ordinario que se describen en La Norma Salvadoreña NSO 13.49.01:09 “AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR”. Dichos parámetros se muestran en la siguiente tabla (Tabla 5.2).

Tabla 5. 2 Valores máximos de parámetro de agua residuales tipo ordinario.

Fuente: NORMA SALVADOREÑA NSO 13.49.01:09

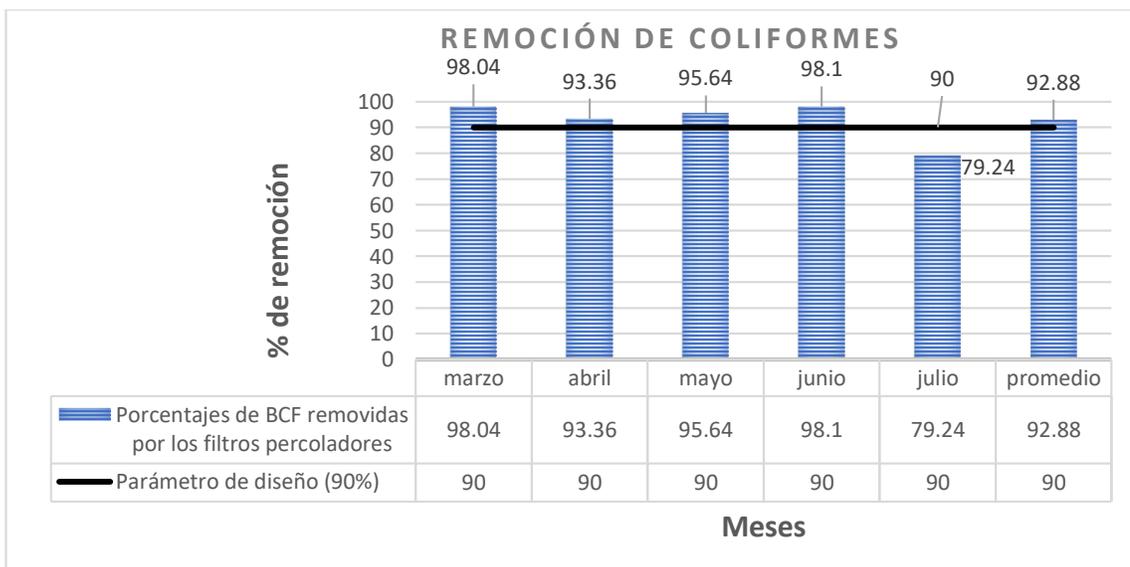
PARAMETRO	VALOR MÁXIMO PERMISIBLE
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	150 mg/l
Sólidos suspendidos	60 mg/l
Sólidos sedimentables	1 mg/l
Aceites y grasas	20 mg/l

- **REMOCIÓN DE COLIFORMES**

En un estudio realizado a la planta de tratamiento de aguas residuales “La Totora” Ayacucho Perú, 2005, se monitoreó los porcentajes de remoción de bacterias coliformes fecales de los filtros percoladores, los resultados se muestran en la siguiente gráfica. (Gráfica 5.1).

Gráfico 5. 1 Porcentaje de remoción de BCF de los filtros percoladores de la PTAR "La Totora" Ayacucho – 2005.

Fuente: evaluación de la capacidad de remoción de bacterias coliformes fecales y demanda bioquímica de oxígeno de la planta de tratamiento de aguas residuales “La Totora”, Ayacucho, Perú.



Originalmente los filtros percoladores son diseñados principalmente para la remoción de materia orgánica, la remoción de BCF¹⁶ se debe a que la comunidad biológica tan diversa presente en los filtros está compuesta por bacterias facultativas aerobias y anaerobias, hongos, algas y protozoos que actúan como competidores y/o depredadores.

De acuerdo con la guía sobre tratamientos de aguas urbanas del Instituto tecnológico de Canarias, España, los filtros percoladores remueven alrededor del

¹⁶ Bacterias coliformes fecales

80% al 90% de coliformes fecales. Por tal razón se espera que, con el tratamiento propuesto a las aguas residuales del municipio, en capítulos posteriores de este documento, se logre la remoción de las BCF en un porcentaje considerable, a través de los filtros percoladores, sin embargo, son los análisis de laboratorios los que determinan en todo caso las concentraciones en el efluente, de este tipo de bacterias.

5.3 CAUDAL QUE INGRESA A LA PLANTA

El consumo de agua potable en una determinada población varía de acuerdo con horas de máxima demanda, es decir horas pico de consumo, así como horas de mínima demanda, lo cual influye directamente en la forma en que varía también la producción de las aguas residuales. De acuerdo con la norma técnica de ANDA en el apartado I, numeral 6 de agua potable, estos caudales máximos y mínimos horarios, y máximo diario se calculan como el caudal medio diario afectado por un coeficiente de variación como se muestra en la siguiente tabla (Tabla 5.3).

*Tabla 5. 3 Coeficientes de variación de consumo
Fuente: Norma Técnica de ANDA, elaboración propia*

Consumo máximo diario	K1 = 1.2 a 1.5
Consumo máximo horario	K2 = 1.8 a 2.4
Consumo mínimo horario	K3 = 0.1 a 0.3

Teniendo en cuenta las variaciones de consumo, en este apartado se realiza el cálculo de los caudales medio diario y máximo horario, que serán utilizados posteriormente para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la planta de tratamiento de aguas residuales.

Del capítulo IV de este trabajo de tesis, el caudal medio diario calculado a partir de la población de diseño tiene un valor de **9.86 l/s** así también el caudal de

infiltración tiene un valor de **1.25 l/s**, a partir de esto se obtienen el caudal máximo diario, máximo horario y mínimo horario con las siguientes ecuaciones:

- **Caudal máximo diario de aguas residuales:**

$$Q_{MÁXD} = 0.8K_1Q_{MEDIO} + Q_{INF}$$

- **Caudal máximo horario de aguas residuales:**

$$Q_{MÁXH} = 0.8K_2Q_{MEDIO} + Q_{INF}$$

- **Caudal mínimo horario de aguas residuales:**

$$Q_{MÍNH} = 0.8K_3Q_{MEDIO} + Q_{INF}$$

Se tabulan los resultados a continuación:

Tabla 5. 4 Resumen de factores de variación de consumo y caudales utilizados para el diseño de la planta de tratamiento

Fuente: propia

Factor de variación de consumo máximo diario, K1	1.5
Factor de variación de consumo máximo horario, K2	2.4
Factor de variación de consumo mínimo horario, K3	0.3
Caudal de infiltración l/s (Q_{INF})	1.252
Caudal medio diario l/s (Q_{MEDIO})	9.86
Caudal máximo diario l/s ($Q_{MÁXD}$)	13.09
Caudal máximo horario l/s ($Q_{MÁXH}$, Caudal de diseño)	20.2
Caudal mínimo horario l/s ($Q_{MÍH}$)	3.62

5.4 CRITERIOS DE DISEÑO PARA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Como bien es sabido el nivel de consumo de agua ha llegado a valores superiores de los esperados, sin embargo, la cantidad de agua generada por precipitaciones y fuentes naturales no aumenta y en algunos disminuye cada vez. Sumado a esto se tienen problemas ecológicos generados por la inadecuada disposición de las aguas negras y grises, esto tanto a nivel nacional como internacional.

Buscando una solución a una pequeña parte de esta problemática, es que se propone el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales y sistema de alcantarillado para el municipio de San Pedro Perulapán, ya que ésta se considera una solución más extendida para el control de la contaminación por aguas residuales. En la toma de decisión del tipo de tratamiento de las aguas residuales, se deben tener en cuenta ciertos parámetros¹⁷ que determinarán aplicabilidad del proceso para que éste sea funcional y a la vez económico. Además, se trata de efectuar un control en los procesos de cada etapa de tratamiento, con el fin que el efluente no cause daños al incorporarse al cuerpo receptor.

5.4.1 TIPO DE SISTEMA EN FUNCIÓN DE LA POBLACIÓN

Un factor muy importante que se debe tomar en cuenta para llevar a cabo un diseño de tratamiento de agua residuales es la población para servir, ya que define una restricción inmediata para la aplicación de ciertos sistemas, es decir que cada tecnología de tratamientos presenta limitantes o valores máximos de caudal que son capaces de tratar en forma eficiente. La tabla 5.5 presentada a continuación, muestra en términos de eficiencia, el rango de aplicación de los diversos sistemas de tratamiento para las aguas residuales.

¹⁷ LIBRO DE TEXTO Metcalf and Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales.

Tabla 5. 5 rango de aplicación de los diversos sistemas de tratamiento para las aguas residuales.
Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

SISTEMA	POBLACIÓN							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>20,000
Fosa Séptica	Op	A	L					
Tanque Imhoff	A	A	Op	Op	Op	A		
Zanjas y lechos filtrantes	Op	Op	Op	A	L			
R.A.F.A.	Sa	Sa	L	A	Op	Op	A	
Zanjas de Oxidación	Sa	Sa	Sa	A	A	Op	Op	Op
Aireación prolongada (Lodos Activados)	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	Sa	L	A	Op	Op	Op	A	L
Lagunas Aereadas	Sa	Sa	L	A	Op	Op	Op	Op
Lagunas Anaerobias	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Lagunas Facultativas	L	A	Op	Op	Op	Op	Op	Op
L=Límite A=Aceptable O=Optimo Sa=Sin Aplicación								

De acuerdo con los cálculos previamente realizados, la población de diseño resulta ser de 3,626 habitantes, para un periodo de diseño de 20 años. Esta población se encuentra dentro del rango de 2,000 a 5,000, según tabla N°5.5

5.4.2 SUPERFICIE NECESARIA

Es de mucha importancia, tomar en cuenta este requerimiento, ya que podría ser una limitante en caso de no contar con la superficie necesaria para aplicar el sistema que se quiera proponer. La Tabla 5.6 presenta la superficie necesaria en m²/hab. para los diversos sistemas de tratamiento.

Tabla 5. 6 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamientos de aguas residuales.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Requerimiento de área (m ² /Hab)
Fosa séptica	0.10 – 0.50
Tanques Imhoff	0.05 – 0.10
Zanjas y lechos Filtrantes	2 – 66
R.A.F.A.	0.05
Zanjas de Oxidación	1.20 -1.80
Lodos activados de tipo convencional	0.20 - 0.30
Aireación prolongada (Lodo Activados)	0.25 – 0.35
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	0.50 – 0.70
Lagunas Aereadas	1.0 – 3.0
Lagunas anaerobias	1.0 – 3.0
Lagunas Facultativas	2.0 – 20.0

5.4.3 EFICIENCIA DE REMOCIÓN.

A nivel técnico, se puede decir que este elemento es de suma importancia ya que se encuentra en función de los requerimientos de tratamiento impuestos por las características de las aguas residuales sin tratar, y de la calidad final necesaria en el efluente, así será el sistema que cumpla precisamente las demandas. La eficiencia de remoción de los parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos es un factor determinante para proponer un sistema de tratamiento en particular. En la tabla N°5.7 se observa un resumen del porcentaje de nutrientes, materia orgánica, bacterias y sólidos suspendidos que se remueven de acuerdo con la etapa de tratamiento de las aguas residuales. Dichas eficiencias que posee cada etapa permiten un buen funcionamiento y efectividad de la planta, con el fin de obtener un efluente correctamente tratado.

Tabla 5. 7 eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento - valores promedios

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Etapa	Materia orgánica (Remoción DBO %)	Sólidos suspensidos (%)	Nutrientes (%)	Bacterias (%)
Preliminar	5 – 10	5 – 20	No remueve	10–20
Primario	25 – 50	40 – 70	No remueve	25–75
Secundario	80 – 95	65 – 95	Si remueve	70–99
Terciario	40 - 99	80 - 99	Hasta el 99%	99.99%

5.4.4 SIMPLICIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN

En la siguiente tabla (tabla 5.8) presenta en forma estimativa indicadores económicos en cuanto a la simplicidad o complejidad de construcción, con esto se tiene la opción de desechar o adoptar un sistema determinado, en función del movimiento de tierras, la obra civil y el equipo necesario para su funcionamiento.

Tabla 5.8 Simplicidad de construcción del sistema.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Movimientos de tierras	Obra civil	Equipo
Fosa séptica	MS	MS	MS
Tanques Imhoff	C	MC	MS
Zanjas y lechos Filtrantes	MS	MS	MS
R.A.F.A.	C	MC	S
Zanjas de Oxidación	MS	C	MC
Aireación prolongada (Lodos Activados)	MS	MC	MC
Filtros biológicos (lechos bacterianos)	MS	C	C
Lagunas aireadas	C	MS	MC
Lagunas anaerobias	C	MS	MS
Lagunas Facultativas	MC	MS	MS
MS=Muy simple S=Simple C=Complicado MC=Muy complicado			

De acuerdo con la tabla anterior (Número 5.8) se puede observar que el movimiento de tierras es muy simple, lo que coincide con el tipo de suelo del lugar de estudio, debido a las unidades geomorfológicas que se encuentran en este municipio.

En el municipio los movimientos de tierra como los flujos superficiales o flujos de escombros, suceden junto con la erosión, ya que se encuentran materiales muy suaves o poco consolidados (lateritas y rocas con esmética, cubiertas de tierra blanca o cenizas volcánicas).

5.4.5 COSTOS ÍNDICES DE CONSTRUCCIÓN

A este factor se le atribuye la ponderación más alta en la toma de decisiones, ya que representa el desembolso monetario inmediato. Sin embargo, este factor deberá integrarse a todos los elementos de decisión antes descritos. Observar la tabla N°5.9

Tabla 5. 9 costos unitarios de construcción para los diversos sistemas de tratamientos de aguas residuales en función de la población a servir.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

SISTEMA	POBLACIÓN							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>20,000
Fosa Séptica	100	85						
Tanque Imhoff	100	83	70					
Zanjas y lechos filtrantes	1400	1100	800					
Aireación prolongada (Lodos Activados)	1200	620	500	400	350	300	250	220
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	600	540	430	340	300	250	180	150
Lagunas Aireadas					310	260	220	150
Lagunas Anaerobias					40	35	20	20
Lagunas Facultativas				160	120	100	70	50
Costo Unitario= US\$/hab. (dato de 1990)								

Aunque los datos de la tabla anterior son antiguos pueden servir para tener una idea y poder comparar los costos de los diferentes sistemas de tratamiento, y poder seleccionar el tratamiento más económico y a la vez funcional que satisfaga las necesidades requeridas del municipio, por tal razón es que este factor es de mucha importancia para seleccionar la tecnología a emplear.

5.4.6 COSTOS ÍNDICES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La tabla 5.10, muestra los costos unitarios de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento monitoreados. El costo estimado está en función de la población a servir (No. de habitantes), expresado en US\$/habitante*año. Los registros datan del año 1990.

Tabla 5. 10 costos unitarios de operación y mantenimiento para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

SISTEMA	POBLACIÓN							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>20,000
Fosa Séptica	5.5							
Tanque Imhoff								
Zanjas y lechos filtrantes	31.5	14						
R.A.F.A.								
Aireación prolongada (Lodos Activados)	40	36	30	25		18	15	13
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	35	25	22	18	15	12	10	8
Lagunas Aireadas					22	14	10	7
Lagunas Anaerobias					1.5	1.2	0.8	0.50
Lagunas Facultativas	8	7		5			2	2
Costo Unitario= US\$/hab. (dato de 1990)								

5.4.7 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El sistema propuesto debe cumplir la vida útil y la eficiencia esperada, de tal manera que la calidad del efluente sea el resultado de una buena operación y de un mantenimiento adecuado. La tabla 5.11 refleja la simplicidad y complejidad de operar y mantener los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, en función de tres variables fundamentales que intervienen en este proceso, asignando una estimación o ponderación cualitativa a cada una de ellas.

Tabla 5. 11 requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Simplicidad de funcionamiento	Necesidad de personal	Frecuencia en el control
Fosa séptica	MS	P	PF
Tanques Imhoff	S	P	PF
Zanjas y lechos Filtrantes	S	P	PF
R.A.F.A.	MC	M (Cal)	MF
Zanjas de Oxidación	MC	R (Cal)	F
Aireación prolongada (Lodos Activados)	MC	M (Cal)	MF
Filtros biológicos (lechos bacterianos)	C	R	F
Lagunas aireadas	C	R (Cal)	PF
Lagunas anaerobias	MS	P	PF
Lagunas Facultativas	MS	P	PF
MS=Muy simple S=Simple C=Complicado MC=Muy complicado PF=Poco frecuente F=Frecuente MF=Muy frecuente P=Poco R=Regular M=Mucho Cal=Calificada			

5.4.8 ESTABILIDAD

Este aspecto se refiere a la capacidad que un sistema posee para permanecer funcionando en condiciones aceptables de eficiencia a pesar de estar sometidos a variaciones sensibles de carga, temperatura, caudal, etc.; es decir, en

condiciones desfavorables extremas agresivas que inhiben los procesos de remoción.

Tabla 5. 12 rangos de aplicación para diversos sistemas de tratamiento en función de la temperatura y las variaciones de carga y caudales.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Temperatura promedio mensual (°C)	Cambios sensibles de carga y caudal
Fosa Séptica	10 – 30	PS
Tanques Imhoff (a) (b)	5 – 25	PS
Sedimentadores primarios (b)	Sin restricción directa	S
R.A.F.A.	10 – 36	MS
Lodos activados	(e)	S
Lagunas anaerobias (c)	10 – 30	MS
Lagunas facultativas (d)	Se adaptan a Temperaturas mínimas extremas > 30	PS
PS=Poco simple S=Simple MS=Muy simple		

5.4.9 IMPACTO AMBIENTAL

Cuando se habla del tratamiento de aguas residuales, éste se debe planificar y gestionar de una manera adecuada para que, además de generar un impacto positivo en el medio ambiente (como el incremento en el rendimiento de la agricultura y la acuicultura), pueda eliminar diversos contaminantes, lo que favorece la recuperación de zonas áridas que están en peligro de desertificación, mediante riegos y fertilización, evitando el agotamiento del oxígeno que produce la contaminación en el agua. Además, el agua tratada puede utilizarse para regar zonas verdes urbanas. En zonas áridas o semiáridas en las que el agua es escasa, puede reutilizarse de nuevo para uso agropecuario.

Es importante enfatizar que cuando se trata de implementar una planta de tratamiento de aguas residuales, se acredita un rechazo de inmediato, ya que se

habla de manejar desechos indeseados, contaminados, mal oliente, etc., que generan efectos secundarios lógicos y consecuentes de manejar este tipo de desechos. Lo anterior permite comprender que cuando se habla de impacto ambiental mínimo, no se refiere a la ausencia total y absoluta de efectos molestos e indeseables; sino más bien de la mínima percepción de estos efectos que estarán presentes como lógica consecuencia de tratar aguas residuales. Por tal razón es que se considera conveniente tratar las aguas residuales, con el fin de brindar un impacto más positivo que negativo, por lo que se debe ser muy cuidadoso, desde el lugar en donde se piensa construir hasta el lugar en donde se descargara el efluente.

Tabla 5. 13 tabla estimativa de impacto ambiental para diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Molestias de			Integración al entorno	Riesgos para la salud	Efectos al suelo
	Olores	Ruidos	Insectos			
Fosa Séptica	PF/Ba	PI	PA	B	A	Ba
Tanque Imhoff	PF/Me	PI	PA	B	A	Me
Zanjas y lechos filtrantes	PN	PI	PA	N	A	PF
R.A.F.A.	PF/A	PI	PI	N	A	Me
Aireación prolongada (Lodos Activados)	PA	PF	PI	M	PA	PI
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	PA	PA	PA	M	Ba	PI
Lagunas Aireadas	PA	PF	PN	N	Me	PN
Lagunas Anaerobias	PF	PI	PN	M	A	PN
Lagunas Facultativas	PI	PI	PN	N	Me	PN
PI=Problema inexistente PA=Problema atípico PN= Problema normal PF= Problema frecuente B=Buena N=Normal M=Mala A=Ato M=Medio B=Bajo						

5.4.10 PRODUCCIÓN Y MANEJO DE LODOS

La producción de lodos en un proceso de depuración de aguas residuales, en muchos de los casos, absorbe una gran parte de los costos de operación y mantenimiento por lo que deben considerarse prioritarios aquellos sistemas que produzcan menor volumen de lodos o cuya evacuación tratamiento o disposición sea más simple.

*Tabla 5. 14 producción de lodos en litros por metro cúbico, de acuerdo con el tipo de sistema
Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas de El Salvador"*

Sistema	Producción de lodos (l/m ³)
Fosa séptica	0.90 – 2.00
Tanques Imhoff	1.50 – 2.00
Zanjas y lechos Filtrantes	
R.A.F.A.	45 – 60 Kg. SS/m ³ de A.R.
Zanjas de Oxidación	
Aireación prolongada (Lodos Activados)	3.70
Filtros biológicos (lechos bacterianos)	1.30
Lagunas aireadas	1.20 – 5.00
Lagunas anaerobias	0.40 – 0.70
Lagunas Facultativas	1.20 – 1.60

5.4.11 ESTABILIDAD

Este aspecto se refiere a la capacidad que un sistema posee para permanecer funcionando en condiciones aceptables de eficiencia a pesar de estar sometidos a variaciones sensibles de carga, temperatura, caudal, etc.; es decir, en condiciones desfavorables extremas agresivas que inhiben los procesos de remoción.

Tabla 5. 15 rangos de aplicación para diversos sistemas de tratamiento en función de la temperatura y las variaciones de carga y caudales.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Sistema	Temperatura promedio mensual (°C)	Cambios sensibles de carga y caudal
Fosa Séptica	10 – 30	PS
Tanques Imhoff (a) (b)	5 – 25	PS
Sedimentadores primarios (b)	Sin restricción directa	S
R.A.F.A.	10 – 36	MS
Lodos activados	(e)	S
Lagunas anaerobias (c)	10 – 30	MS
Lagunas facultativas (d)	Se adaptan a Temperaturas mínimas extremas > 30	PS
PS=Poco simple S=Simple MS=Muy simple		

De acuerdo con lo anterior, se ha considerado a bien tomar un tanque Imhoff como parte del tratamiento primario y filtros percoladores para el tratamiento secundario dado que cumplen las especificaciones antes descritas en cada una de las tablas. Por lo que se puede lograr un diseño funcional y adecuado para el municipio.

5.5 PROPUESTAS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Del apartado anterior se ha seleccionado diferentes opciones de tratamiento de las aguas residuales del municipio de San Pedro Perulapán, con sus condiciones reales, con esto, se proponen dos diferentes sistemas de tratamiento, resumidas a continuación en la tabla número 5.15

Tabla 5. 16 propuestas de tratamiento de aguas residuales.

Fuente: Propia

ALTERNATIVA 1	Tratamiento preliminar	Cámara de rejas
		Desarenador
		Medidor de caudales Parshall
		Trampa de grasas
	Tratamiento primario	Sedimentador primario cónico tipo Dormount
	Tratamiento secundario	Filtros percoladores
		Sedimentador secundario
Tratamiento de lodos	Digestor de lodos	
	Patio de secados	
ALTERNATIVA 2	Tratamiento preliminar	Cámara de rejas
		Desarenador
		Medidor de caudales Parshall
		Trampa de grasas
	Tratamiento primario	Tanque Imhoff
	Tratamiento secundario	Filtros percoladores
		Sedimentador secundario
	Tratamiento de lodos	Digestor de lodos
Patio de secados		

5.6 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO NÚMERO UNO

5.6.1. PRE-TRATAMIENTO

Este proceso consta en la operación básica de remover las arenas, los sólidos gruesos, las grasas y los aceites excesivos, es decir separar de las aguas crudas aquellos constituyentes que pueden obstruir o dañar las unidades e interferir en los procesos subsecuentes de tratamiento.

5.6.1.1 CANAL DE ENTRADA

Para el canal de entrada, se necesita tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- El ancho del canal debe ser mayor al diámetro efectivo de la tubería que conecta el alcantarillado sanitario con la planta de tratamiento.
- La velocidad de aproximación al final del canal debe ser alrededor de 0.60m/s, para evitar sedimentación y estabilizar el flujo.

Para el dimensionamiento del canal se parte de la ecuación de continuidad:

$$Q = V_a A$$

Dónde:

V_a = Velocidad de Aproximación (m/s)

Q = Caudal de diseño (l/s)

A = Area transversal del canal (m²)

$$Q = 20.2 \frac{l}{s} \times \frac{1m^3}{1000 l} = 0.0202 m^3/s$$

Sustituyendo para el área transversal se tiene:

$$A = \frac{Q}{V_a} = \frac{0.0202 m^3/s}{0.60 m/s} = 0.034 m^2$$

Proponiendo una base de canal $b=0.25m$ la cual es mayor al diámetro la tubería de llegada (0.20320 m). Para una sección rectangular el tirante se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$A = Txb$$

$$T = \frac{A}{b}$$

Dónde:

$T = \text{Tirante}$

$b = \text{base de canal}$

$$T = \frac{0.034 \text{ m}^2}{0.25 \text{ m}} = 0.136 \approx 0.15 \text{ m}$$

Tomando un borde libre de 15 cm, la profundidad del canal será de

$$T = 15 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Para la pendiente del canal se utilizará la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

$n = \text{coeficiente de rugosidad. Al ser canal de concreto, se utiliza un valor de rugosidad de 0.015}$

$R_H = \text{Radio hidráulica, en metros.}$

$S = \text{pendiente}$

Para el cual se tiene que:

$$R_H = \frac{A_H}{Pm}$$

Dónde:

$R_H = \text{Radio Hidráulico}$

$A_H = \text{área hidráulica}$

$Pm = \text{Perímetro mojado}$

Área hidráulica, dado por:

$$A_H = T \times b = 0.30 \times 25$$

$$A_H = 0.075 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado dado por:

$$Pm = b + 2T = 0.25 + 2(0.30)$$

$$Pm = 0.85 \text{ m}$$

Sustituyendo valores se tiene para el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_H}{Pm} = \frac{0.075}{0.85}$$

$$R_H = 0.088 \text{ m}$$

Despeando de la ecuación de Manning, se tiene para la pendiente

$$S = \left[\frac{V \times n}{R_H^{2/3}} \right]^2$$

$$S = \left[\frac{0.6 \times 0.015}{0.088^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.0021$$

$$S = 0.21\%$$

5.6.1.2 CANAL DE REJAS

En la siguiente tabla (5.16) se muestran los parámetros de normas internacionales, con los cuales se ha realizado los cálculos para el diseño del canal de rejillas.

Tabla 5.17 comparación entre las diferentes normas internacionales para los parámetros de diseño
 Fuente: Tesis - Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador (2008).

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica
Tipo de barra	-			Rectangular		Rectangular	
Espesor de barra	mm	-	-	-	-	5 – 15	-
Ancho de barra	mm	-	-	-	-	30 –75	-
Espaciamiento entre barras	mm	-	-	15 –50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras limpias		-	-	-	0.6 y 1.2	0.6-0.75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0.3–0.6	-
Ángulo de inclinación de las barras (respecto a la horizontal)	Grados	-	-	-	-	45 y 60	-

El coeficiente de sección se obtiene de la siguiente tabla (número 5.18), ver también figura 5.5:

Tabla 5. 18 coeficiente de pérdidas para rejillas
 Fuente: Reynolds y Richards, 1996

Factor de forma	Forma de la sección transversal						
	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

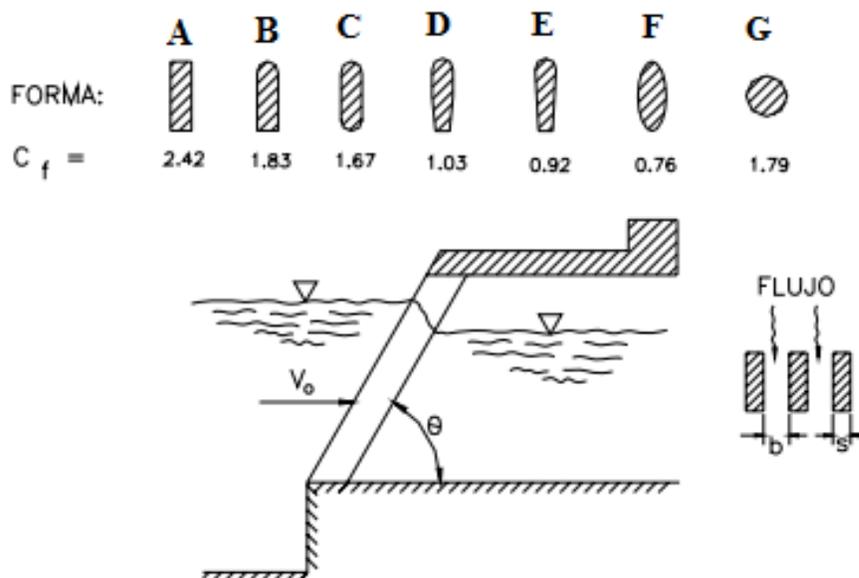


Figura 5. 5 Coeficiente de kirschmer de acuerdo con las formas de la barra
fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, comisión Nación del agua

Con base a la figura 5.5 y a las tablas presentadas anteriormente (número 17 y 18), se resumen a continuación los parámetros seleccionados para el diseño del canal de rejillas en la siguiente tabla (número 5.19):

Tabla 5. 19 resumen de criterios seleccionados para el diseño del canal de rejillas

Fuente: propia

Espesor de barra (a)	12.7 mm (1.27 cm o ½")
Espaciamiento entre barras (e)	20 mm
Ancho de rejilla	0.3 m
Inclinación de rejillas (θ)	60°
Coeficiente de sección (β)	1.79 (sección circular)
Velocidad de aproximación	0.6 m/s
Profundidad del agua(T)	0.30 m
Perdida de carga admisible	15 cm

- Espesor de las barras

Para realizar el cálculo del espesor de las barras, el ancho del canal de entrada tiene que ser ampliado aproximadamente 40%.¹⁸

$$b = (0.4 + 1) * 0.25 = 0.35 \text{ m}$$

- La pérdida por obstrucción de los barrotes depende de dichas secciones y se calcula de la siguiente manera.

$$\Delta h = \beta \left(\frac{a}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \sin \theta$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{0.0127 \text{ m}}{0.02 \text{ m}} \right)^{4/3} \left(\frac{(0.6 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right) \sin 60^\circ$$

$$\Delta h = 0.0155 \text{ m} = 1.55 \text{ cm}$$

- Número de barras que constituyen el canal

Para determinar el número de barras que componen el sistema de rejillas, se hace uso de la siguiente ecuación:

$$n = \frac{b - e}{a + e}$$

Donde:

a = Espesor de cada barra

b = Ancho de canal de entrada

e = Espaciamiento entre barras

¹⁸ Reynolds y Richards, 1996

$$n = \frac{b - e}{a + e} = \frac{35 \text{ cm} - 2 \text{ cm}}{1.27 \text{ cm} + 2 \text{ cm}} = 10.09 \cong 10 \text{ barras @2cm}$$

5.6.1.3 MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL

El caudal máximo horario de las aguas residuales que se tratarán es de 20.2 l/s, Para este caudal, las dimensiones del ancho de garganta del medidor de caudal Parshall se determinan de la tabla N°5.20 presentada a continuación:

Tabla 5. 20 condiciones que debe cumplir un medidor Parshall

Fuente: Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1ª edición, 1976

W (garganta)		Capacidad l/seg	
Pulg.	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1´	30.5	3.1	455.6
1.5´	45.7	4.3	696.2
2´	61	11.9	936.7
3´	91.5	17.3	1426.3
4´	122	36.8	1921.5
5´	152.5	62.8	2422
6´	183	74.4	2929
7´	213.5	115.4	3440
8´	244	130.7	3950
10´	305	220	5660

Por lo que se elige un W de 3" con una capacidad mínima de caudal de 0.9 l/s y un máximo de 53.8 l/s.

Una vez determinado el ancho de garganta, a continuación, en la tabla 5.21 se definen las dimensiones de cada una de las partes del medidor de caudal Parshall. (Observar además la figura 5.6)

Tabla 5. 21 dimensionamiento del medidor de caudal Parshall

Fuente: Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1a edición, 1976.

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9"	22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9
1.5'	45.7	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9
2'	61	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9
4'	122	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	192.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9
6'	183	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9
8'	244	244	239.2	239.2	340	91.5	61	91.5	7.6	22.9
10'	305	274.5	427	427	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3

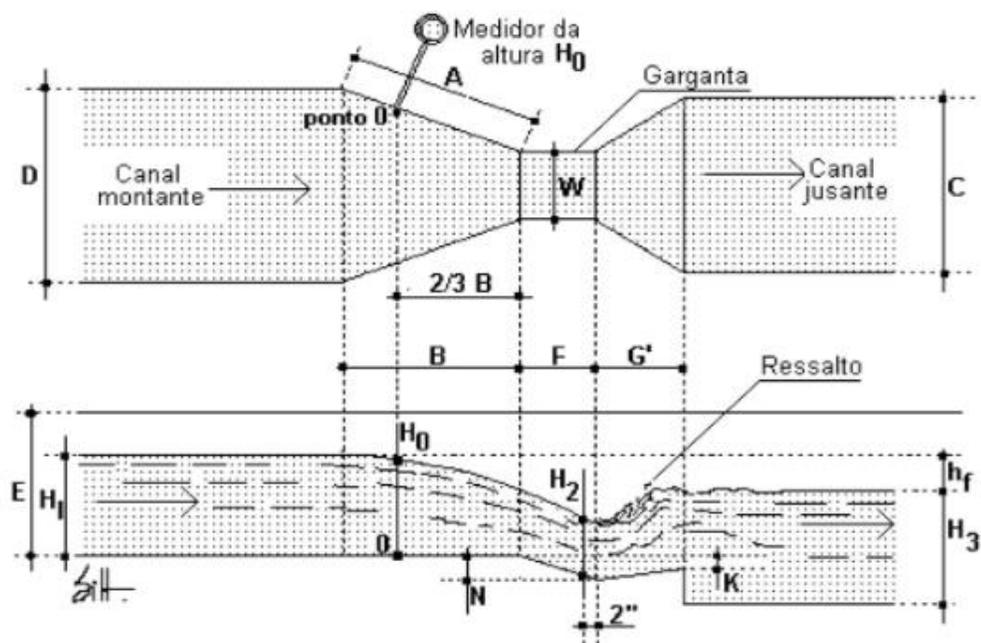


Figura 5. 6 Esquema de dimensiones del medidor de caudal Parshall

Fuente: Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1a edición, 1976.

- Punto de medición: La medida de carga H se recomienda tomarla a $2/3 A$ o $2/3B$. En este caso se tomará a $(2/3) A$ resultando:

$$PM = (2/3)(46.6 \text{ cm})$$

$$PM = 31.07 \text{ cm} \approx 0.31\text{m}$$

- Medición del caudal: El caudal puede ser obtenido empleando la siguiente fórmula propuesta por R. L. PARSHALL.

$$Q = KH^n$$

Donde:

K = coeficiente que depende de la relación de estrechamiento

H = medida de la carga o altura en la zona de medición

n = es un exponente que depende del tamaño del medidor

Los valores de n y K son tomados de la siguiente tabla (5.22)

Tabla 5. 22 valores del exponente n y el coeficiente K

Fuente: Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1a edición, 1976.

W		n	K	
d	m		U. métricas	U. Inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
6"	0.152	1.58	0.381	2.06
9"	0.229	1.53	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.69	4
1.5'	0.457	1.538	1.054	6
2'	0.61	1.55	1.426	8
3'	0.915	1.566	2.182	12
4'	1.22	1.578	2.935	16
5'	1.525	1.587	3.728	20
6'	1.83	1.595	4.515	24
7'	2.135	1.601	5.306	28
8'	2.44	1.606	6.101	32

De la tabla anterior

$$Q = 0.176 H^{1.547}$$

Con el valor del caudal máximo y caudal mínimo se encuentra el valor de H (altura en la zona de medición) para ambas condiciones de caudal:

$$H_{max} = \sqrt[1.547]{\frac{0.020192}{0.176}}$$

$$H_{max} = 0.2467 \text{ m} \approx 25 \text{ cm}$$

$$H_{min} = \sqrt[1.547]{\frac{0.00362}{0.176}}$$

$$H_{min} = 0.0368 \text{ m} \approx 3.7 \text{ cm}$$

- Condiciones de descarga:

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- flujo o descarga libre (D.L.)
- ahogamiento o sumersión (S)

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal (Figura 5.7).

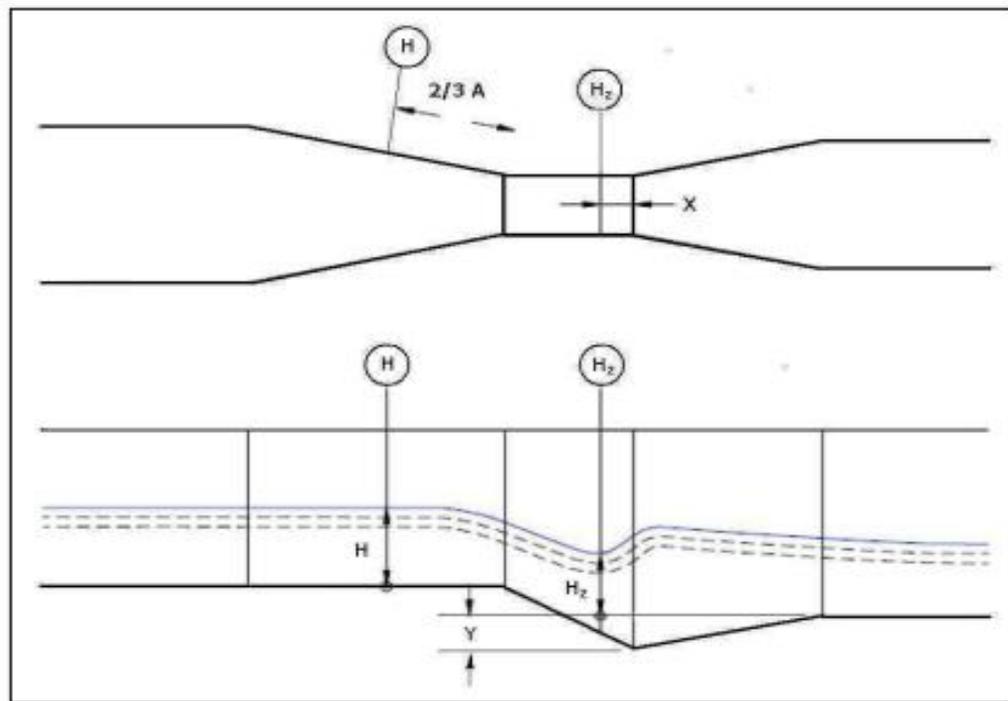


Figura 5. 7 Punto de medición del medidor Parshall

Fuente: Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1a edición, 1976.

Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga H_2 , en un punto próximo a la sección final de la garganta. (Ver figura 5.7)

La relación H_2 / H (grado de sumersión S) constituye la razón de sumersión:

Si $H_2 / H \leq 0.60$ (60%) para los Parshall con $W = 3,6$ ó 9 pulgadas, \rightarrow D.L.

Si $H_2 / H \leq 0.70$ (70%) para los Parshall con $W = 1$ a 8 pies, \rightarrow D.L.

Para el diseño de este medidor de caudales Parshall, la relación H_2/H deberá ser menor o igual a 0.60 , para descarga libre, debido a que $W=3$ pulgadas.

Si los límites anteriores se exceden será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección C negativa a la ecuación de caudal anterior.¹⁹ Los valores de “ K ” y “ n ” se encuentran en la tabla 5.17, mientras que la lectura de “ H ” se realiza a través de la medición directa con una regla en el punto requerido.

$$Q = KH^n - C$$

Dónde:

$$C = K \left(H \left(\frac{H_2}{H} \right) \right)^n$$

Luego:

$$Q = K (H_n - H_2^n)$$

De cualquier manera, la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95% , pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable.

¹⁹ Manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1a edición, 1976.

- Pérdida de carga

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall está en función de su tamaño W , del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Para calcular la pérdida de carga se usó el siguiente nomograma (Figura 5.8) recomendado por J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta.

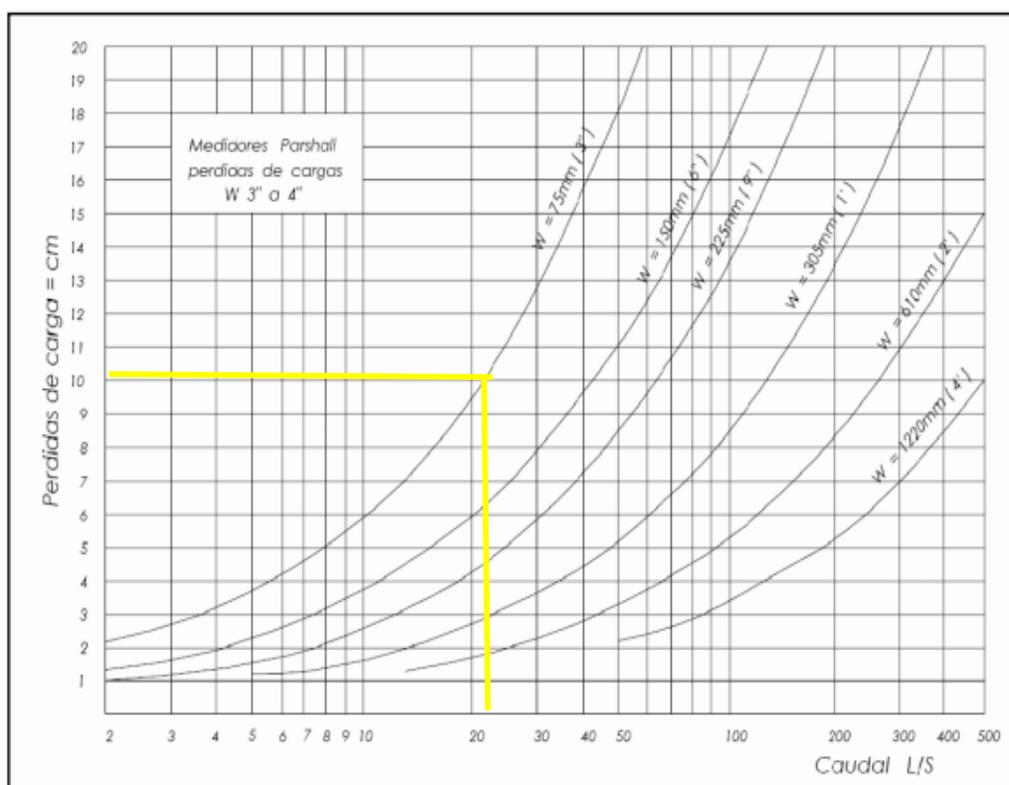


Figura 5. 8 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall Fuente: J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta.

De acuerdo con el nomograma anterior se obtienen las siguientes pérdidas: Para un $W=3$ pulgadas y $Q_{max} = 20.2$ l/s

$$h_f = 10 \text{ cm}$$

5.6.1.4 DESARENADOR

Los desarenadores de flujo horizontal se diseñan para remover partículas de diámetro medio, igual o superior a 0.20 mm y con una velocidad de flujo controlada (alrededor de 0.3m/s, de acuerdo con la Norma Técnica Peruana SO.090)

Tomando en cuenta también que al final del desarenador se conectará un medidor Parshall con un ancho efectivo de $W = 3''$ (7.62 cm), se asume un ancho de canal que varíe entre 2 y 3 veces del ancho efectivo²⁰.

$$b = 7.62 \times 3$$

$$b = 22.86 \text{ cm}$$

Por lo que se tomará el valor de 0.25 m de ancho de desarenador. Por continuidad se tiene:

$$Q = A \times v$$

Tomando en cuenta que es un área rectangular, se tiene

$$A = \frac{Q}{v}, \quad A = b \times h$$

$$b \times h = \frac{Q}{v}$$

$$h = \frac{Q}{v \times b}$$

²⁰ Del Manual de Hidráulica, Acevedo Acosta.

Sustituyendo datos se calcula las alturas máximas para el desarenador

Para el caudal máximo horario ($Q_{\max h}$):

$$h_{\max} = \frac{Q}{v \times b} = \frac{0.0202 \text{ m}^3/\text{s}}{\left(0.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)(0.25 \text{ m})} = 0.269 \text{ m}$$

Considerando un borde libre de 13 cm, el alto de la cámara será igual a:

$$0.269 \text{ m} + 0.13 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Se recomienda la construcción de 2 cámaras sedimentadores, con el objetivo que el sistema no deje de funcionar por efectos de mantenimiento y limpieza. Dichas cámaras tendrán medidas de 25 de ancho x 40 de alto cm.

- Longitud del desarenador:

Utilizando la ley de Stokes para conocer la velocidad de arrastre del agua. Se tiene entonces:

$$v_s = \frac{g(S_s - 1)d^2}{18V}$$

Donde:

S_s = Densidad relativo de la arena; Se toma el valor de 1.90 para arena.

d = Diametro de partículas. El diámetro de las partículas es de 0.2mm

V = Viscosidad cinemática. La viscosidad cinemática del agua es de

$$0.893 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$v_s = \frac{9.81 \text{ m/s}^2(1.9 - 1)(0.0002\text{m})^2}{18(0.893 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}})}$$

$$v_s = 0.022 \text{ m/s}$$

Se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de la longitud del desarenador:

$$L = \frac{h_{max}v_h}{v_s}$$

Dónde:

h_{max} = Tirante de agua para el caudal máximo horario (Q_{maxh}), medido en metros.

v_h = velocidad horizontal del agua, medida en m/s.

v_s = Velocidad de sedimentación de las partículas, medida en m/s.

$$L = \frac{h_{max}v_h}{v_s} = \frac{(0.40)(0.3 \frac{m}{s})}{0.022 \text{ m/s}} = 5.45$$

$$L = 5.5$$

Sumando un 25% al largo para fines de seguridad de diseño

$$L = 5.5 \text{ m} \times 1.25 = 6.875$$

$$L = 7.0 \text{ m}$$

- Periodo de limpieza en el desarenador

Los datos necesarios para conocer el periodo de limpieza para el mantenimiento en el desarenador son:

Tabla 5. 23 datos iniciales, para período de limpieza del desarenador

Fuente: propia

Generación de lodos	5.0 L/Hab-año
Nº de habitantes	3626 habitantes

- Producción anual de arena

$$\text{Producción anual} = (5.0 \text{ L/hab} * \text{año}) \times 3626 \text{ hab} = 18130 \text{ L/año}$$

$$\text{Producción anual} = 18.13 \text{ m}^3/\text{año}$$

Para la cuneta de almacenamiento de arena se asumió una sección de 0.20mX0.20m, por lo tanto, el volumen de almacenamiento (V_{al}) será de:

$$V_{al} = L \times Area \times N^{\circ} \text{ desarenadores}$$

$$V_{al} = 7 \text{ m} \times 0.04\text{m}^2 \times 2$$

$$V_{al} = 0.56 \text{ m}^3$$

- Limpieza por año

$$L_{año} = \frac{Prod. \text{ anual}}{V_{al}} = \frac{18.13 \text{ m}^3/\text{año}}{0.56 \text{ m}^3} = 32.38 \text{ remociones por año}$$

$$L_{año} = 33 \text{ remociones por año}$$

- Número de días entre cada remoción:

$$\text{días entre remoción} = \frac{365 \text{ días}}{\left(33 \frac{\text{remociones}}{\text{año}}\right)} = 11.06$$

$$\text{días entre remoción} = 11$$

Por lo que se recomienda 1 remoción cada 11 días.

5.6.1.5 TRAMPA DE GRASAS

En la siguiente tabla se muestran los parámetros de diseño de la trampa de grasas:

Tabla 5. 24 tiempo de retención

Fuente: Pequeños sistemas de tratamiento de aguas residuales Ing. Max Lothar Hess

TIEMPO	CAUDAL
3 min	Hasta 10 L/s
4 min	10-20 L/s
5 min	Mas de 20 L/s

Tabla 5. 25 relación largo y ancho y tasa de aplicación

Fuente: Pequeños sistemas de tratamiento de aguas residuales Ing. Max Lothar Hess

Relación largo y ancho	Recomendado ²¹ 1.0:1.8
Tasa de aplicación	4 L/s/m ² \equiv 0.25 m ² por cada L/s 40 L por cada L/s

La trampa de grasas será diseñada con $Q_{maxh} = 20.2$ l/s y con el tiempo de retención de 5 min, según tabla de diseño 5.24, para más de 20 L/s, y se selecciona una relación largo y ancho $r = 1.8$ (tabla 5.25).

- Área superficial

$$\text{Área superficial} = \text{Tasa de aplicación} * Q_{maxh}$$

$$\text{Área superficial} = (0.25 \text{ m}^2/\text{l/s}) \times (20.1920 \text{ l/s}) = 5.048 \text{ m}^2$$

- Dimensionamiento de la trampa de grasas

$$\text{Largo de la trampa} = L = \sqrt{\text{Área superficial} \times r}$$

$$L = \sqrt{5.048 \times 1.8} = 3.014 \text{ m} \approx 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la trampa de grasas} = a = \frac{L}{r}$$

$$a = \frac{3.014 \text{ m}}{1.8} = 1.67 \text{ m} \approx 1.70 \text{ m}$$

- Cálculo del volumen acumulado

Se selecciona el tiempo de retención " T_R " que en este caso para un caudal mayor a 20 L/s será de 5 min (300 segundos) según la tabla 5.24 y se sustituye en la ecuación siguiente:

²¹ Pequeños sistemas de tratamiento de aguas residuales Ing. Max Lothar Hess

$$Q = \frac{V}{T_R} \longrightarrow V = QT_R$$

$$V = \left(0.0202 \frac{m^3}{s}\right) (300 s) = 6.06 m^3$$

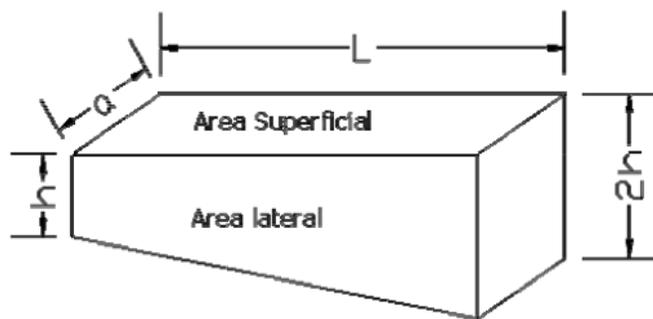


Figura 5. 9 esquema de la trampa de grasas

Fuente: propia

$$V = AreaLateral \times a$$

$$A.lateral = \frac{(h + 2h) \times L}{2}$$

Luego se tiene:

$$V = \frac{(h + 2h) \times L}{2} \times a = \frac{3h \times L \times a}{2} \rightarrow h = \frac{2V}{3 \times L \times a}$$

$$h = \frac{2 \times 6.06}{3 \times 3.00 \times 1.70} = 0.79 m \approx 0.80$$

5.6.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

5.6.2.1 SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR TIPO DORTMUND

Se utilizará un sedimentador circular (Dortmund) con una pendiente en el fondo de 60° con la horizontal²². Además, se utilizan los parámetros de carga hidráulica y tiempo de retención de la Tabla N°5.26 presentada a continuación.

²² El ángulo recomendado debe ser por lo menos 60°, de acuerdo con la tesis: "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

Tabla 5. 26 parámetros de diseño tanque Dortmund.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria		
Parámetro	Valor	
	Intervalo	Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario		
Tiempo de detención, h	1.50 – 2.50	2.00
Carga superficial $m^3/m^2 \cdot h$		
A caudal medio	1.35 – 2.05	
A caudal máximo	3.40 – 5.10	4.25

Se considera para este diseño un período de retención de 2 horas (tomado de la tabla 5.26) y el caudal de diseño de 0.0202 m³/s. El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionado y el volumen necesario para almacenar los lodos.

- Volumen de agua residual

$$V_{agua} = Q \times Tr \longrightarrow Tr = \text{Tiempo de retención}$$

Se tiene que:

$$V_{agua} = 0.020192 \text{ m}^3/\text{s} \times 2 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h} = 145.38 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos por día: las cantidades de lodo producidas por el sedimentador se tomaron de la Tabla 5.27 presentada a continuación

Tabla 5. 27 cantidad normal de lodos producidos por diversos tratamientos.

Fuente: "Ingeniería de aguas residuales", Metcalf & Eddy. Editorial Mc Graw Hill. 3ª Edición (1995).

Proceso de tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m ³ /miles de m ³ de A.R.	t/miles de m ³ de A.R.	m ³ /1000 personas y día				Kg/miles de m ³ de A.R.	Kg/1000 personas y día
Sedimentación primaria								
Sin digerir	2.950	3.300	1.090	95.0	1.4	1.02	150	56
Digeridos en tanques separados	1.450	1.650	0.530	94.0	-	1.03	90	34
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.250	0.160	60.0	-	-	90	34
Digerido y deshidratado en filtro de vacío	-	0.360	0.120	72.5	-	1	90	34
Filtro percolador	0.745	0.830	0.270	92.5	1.33	1.025	57	22
Precipitación química	5.120	5.800	1.900	92.5	1.93	1.03	396	150
Deshidratación en filtro de vacío	-	1.580	0.550	72.5	-	-	396	150
Sedimentación primaria y fangos activados								
Sin digerir	6.900	7.800	2.550	96.0	-	1.02	280	106
Sin digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.480	1.550	0.560	80.0	-	0.95	280	106
Digerido en tanque separado	2.700	3.000	1.000	94.0	-	1.03	168	63
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.450	0.500	60.0	-	-	168	63
Digerido y deshidratado en filtros de vacío	-	0.920	0.330	80.0	-	0.95	168	63
Fango activado								
Fango húmedo	19.400	20.000	7.200	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.500	0.530	80.0	-	0.95	270	102
Secado por calentadores térmicos	-	0.300	0.080	4.0	-	1.25	270	102
Fosa séptica, digerido	0.900	-	0.320	90.0	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, digerido	0.500	-	0.180	85.0	1.27	1.04	83	31

Se tomó el dato de $2.950 \text{ m}^3 / 1000 \text{ m}^3$ de A.R. que corresponde a la sedimentación primaria, con lodos sin digerir. Con este dato se obtiene el volumen de lodos producidos en el sedimentador primario cada día (V_{lsp})

$$V_{lsp} = \frac{2.950 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.020192 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/día}$$

$$V_{lsp} = 5.15 \text{ m}^3/\text{día}$$

Asumiendo que las remociones de lodo se harán cada 5 días para hacer de esta una actividad periódica y práctica, se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos así:

Volumen de almacenamiento de lodos

$$V_{almac \text{ lodos}} = V_{lodos/día} \times 5$$

$$V_{almac \text{ lodos}} = 5.1465 \times 5$$

$$V_{almac \text{ lodos}} = 25.73 \text{ m}^3$$

Volumen de sedimentador

$$V_{sedimentador} = V_{almac \text{ lodos}} + V_{agua}$$

$$V_{sedimentador} = 25.73 + 145.38$$

$$V_{sedimentador} = 171.11 \text{ m}^3$$

- Área superficial necesaria

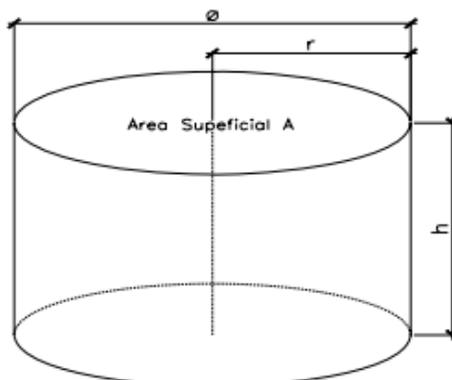


Figura 5. 10 esquema de la parte cilíndrica del tanque

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

$$\text{Área}S = \frac{Q}{C_s}$$

Donde:

$$C_s = \text{Carga Superficial}$$

El valor de la carga superficial se obtiene de la tabla 5.28.

Tabla 5. 28 clasificación de sedimentación según su Carga Superficial.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

Velocidad del flujo	Clase	Carga Superficiales $m^3/m^2/día.$
Baja	Horizontal	15 – 30
	Vertical	30 – 60
Alta	Pantallas	60 - 180
	Celdas	

Se propone un Sedimentador Dortmund de flujo vertical, y velocidad baja por lo que se tomara un valor promedio de $45 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

$$\text{Área } S = \frac{(0.020192 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400\text{s}}{45 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}}$$

$$\text{Área } S = 38.77 \text{ m}^2$$

Cálculo del diámetro del sedimentador (ϕ)

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times \text{Área } S}{\pi}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 38.77}{\pi}}$$

$$\phi = 7.03 \text{ m} \approx 7.00 \text{ m}$$

- Altura del cono del sedimentador

Para calcular la altura del cono del sedimentador (hc) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (ϕ); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente y la inclinación del fondo de 60° con respecto a la horizontal.

$$hc = \frac{\phi}{2} \tan 60^\circ$$

$$hc = \frac{7.00}{2} \tan 60^\circ$$

$$hc = 6.06 \text{ m} \approx 6.10$$

- Volumen del cono del sedimentador

$$V_c = \pi r^2 \frac{hc}{3}$$

$$V_c = \pi (7.00/2)^2 \times \frac{6.06}{3}$$

$$V_c = 77.74 \text{ m}^3$$

Este volumen del cono es menor al volumen total que el sedimentador requiere por lo que se diseña un volumen adicional con geometría cilíndrica sobre el cono sedimentador.

$$77.74 \text{ m}^3 < 171.11 \text{ m}^3$$

- volumen de la parte cilíndrica

$$V_{cr} = V_{\text{sedimentador}} - V_c$$

$$V_{cr} = 171.11 - 77.74$$

$$V_{cr} = 93.37 \text{ m}^3$$

- Altura de la parte cilíndrica del sedimentador

$$h_{cil} = \frac{V_{cr}}{\pi r^2}$$

$$h_{cil} = \frac{93.37}{\pi \times \left(\frac{7.00}{2}\right)^2}$$

$$h_{cil} = 2.43 \approx 2.50 \text{ m}$$

- Profundidad del sedimentador

$$Prof = h_{cil} + hc$$

$$Prof = 2.50 + 6.10$$

$$Prof = 8.60 \text{ m}$$

- Otro criterio que tomar en cuenta en el diseño de un sedimentador es la velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal, ya que las fuerzas actuantes sobre las partículas sedimentadas son causadas por la fricción del agua que fluye sobre las mismas. Esta velocidad debe mantenerse a niveles bajos, de manera que las partículas no sean arrastradas desde el fondo del tanque.

$$V_H = [(8 k (s - 1)g d)/f]^{1/2}$$

Donde:

V_H = velocidad horizontal mínima a la que se inicia el arrastre

k = constante que depende del tipo de material arrastrado (0.05)

s = peso específico de las partículas (1.03)

g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

d = diámetro de las partículas (0.002m)

f = factor de fricción de Darcy – Weisbach (0.025)

$$V_H = \left[\frac{8 \times 0.05 \times (1.03 - 1) \times 9.81 \times 0.002}{0.025} \right]^{1/2}$$

$$V_H = 0.0970 \text{ m/s}$$

- Área de flujo

El área de flujo es la mitad del área superficial de un cilindro, porque es donde se estará distribuyendo el flujo de agua.

$$A_{flujo} = \frac{2\pi rhc}{2} = \pi rh = \pi(3.50)(2.50) = 27.49 \text{ m}^2$$

- Velocidad horizontal teórica, la cual corresponde a la velocidad que tendrá el sedimentador propuesto.

$$V_h = \frac{Q}{A_{flujo}} = \frac{0.020192}{27.49} = 0.0007 \text{ m/s}$$

Como se puede observar al calcular la velocidad horizontal resulta ser menor que la velocidad de arrastre, por lo que se concluye que el dimensionamiento es correcto y el material sedimentado no será re suspendido.

$$V_h < V_H$$

$$0.0007 \frac{m}{s} < 0.0970 \frac{m}{s}$$

- Diámetro de la zona de entrada, en el centro del tanque: este diámetro debe considerarse entre el 15 y el 20 % del diámetro del sedimentador²³.

$$diám = 0.15 \times 7.00$$

$$diám = 1.05 \approx 1.00 \text{ m}$$

Finalizado el cálculo de las dimensiones del sedimentador primario, se procede a calcular las remociones esperadas de esta etapa del tratamiento:

Remoción esperada de DBO y de sólidos suspendidos (SST)

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

R = porcentaje de remoción esperado

t = tiempo de retención

a, b = constantes empíricas

Los valores de dichas constantes se toman de la siguiente tabla:

²³ Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en planta de tratamiento de aguas residuales domesticas en El Salvador.

Tabla 5. 29 valores de constantes para DBO y SST.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

VARIABLE	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Obteniendo los siguientes porcentajes de remoción:

Para DBO

$$R = \frac{2}{0.018 + 0.020 \times 2} = 34.48\%$$

Para SST

$$R = \frac{2}{0.0075 + 0.014 \times 2} = 56.34 \%$$

Cuadro resumen

Tabla 5. 30 porcentaje de DBO Y SST removidos por sedimentador tipo Dortmund

Fuente: Propia

Parámetro	Entrada a sedimentador (mg/l)	Remoción (%)	Salida de sedimentador (mg/l)
DBO	300	34.48	196.56
Sólidos suspendidos	220	56.34	96.05

El valor del porcentaje de remoción de la DBO hasta esta etapa del tratamiento es cercano al 35%. Los sólidos suspendidos alcanzan un valor alrededor de 55%. Estos valores de DBO y SS seguirán siendo removidos en las demás etapas del tratamiento hasta cumplir con los parámetros máximos permisibles en el efluente, de acuerdo con la norma salvadoreña NSO.13.49.01:09. (Ver tabla 5.2).

5.6.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

Este tratamiento es complementario del tratamiento primario, y consiste en un tratamiento biológico para reducir los niveles de DQO y DBO y oxígeno consumido que poseen, además de remover sólidos orgánicos en suspensión o solución. En este caso se optó por diseñar filtros percoladores, los cuales se describen a continuación:

5.6.3.1 FILTRO PERCOLADOR

Las características para el diseño del filtro percolador son tomadas de la tabla siguiente (tabla 5.31).

Tabla 5. 31 tabla característica de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

Fuente: "Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales" del instituto nicaragüense de acueductos y alcantarillados.

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Tasa super alta	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, $m^3/(m^2 \cdot d)$	0.9 – 3.7	3.7–9.4	9.4 - 37.4	14.0 - 84.2	46.8 - 187.1 (No incluye recirculación)	9.4 – 37.4 (No incluye recirculación)
Carga orgánica $kg DBO_5/(m^3 \cdot d)$	0.1 – 0.4	0.2 -0.5	0.5 – 1.0	0.5 – 1.6	1.6 – 8.0	1.0 – 1.9
Profundidad, m	1.8 – 2.4	1.8 – 2.4	0.9 – 1.8	3.0 – 12.2	4.6 – 12.2	1.8 – 2.4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0.5 - 2
Eficiencia de remoción de DBO_5 %	80 - 90	50 – 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

La DBO a la salida del filtro según exigido por la Normal N. CONACYT debe ser como máximo el 60 mg/L, pero considerando que los filtros no trabajaran a un 100% de su eficiencia, para este diseño se ha considerado que a la salida del filtro debe tenerse una concentración de DBO de 30 mg/L.

Para el diseño se considerará filtros en 2 etapas y para ellos se utilizarán las ecuaciones de la NCR (National Research Council USA).

Para la eficiencia 1 (E1)

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425x \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F}}}$$

Ecuación E1, eficiencia para la primera capa del filtro percolador

Para la eficiencia 2 (E2):

$$E2 = \frac{100}{1 + \left[\frac{0.4425}{1 - E1} \right] x \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Ecuación E2, eficiencia para la segunda capa del filtro percolador, donde:

E1 = Eficiencia del primer filtro percolador

E2 = eficiencia para el segundo filtro percolador

W₁ = Carga de DBO₅ en kg DBO₅/día aplicada al primer filtro

W₂ = Carga de DBO₅ en kg DBO₅/día aplicada al segundo filtro

V₁ = Volumen del primer filtro percolador en m³

V₂ = Volumen del segundo filtro percolador en m³

F = Factor de recirculación (adimensional)

Ya que el sistema no será mecanizado, el factor de recirculación se determinará considerando que la recirculación $R=0$, como se muestra.

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

$$F = \frac{1 + 0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2} = 1$$

Cálculo de la eficiencia total del filtro dispuestos en serie

$$Ec = \frac{DBO_{inicial} - DBO_{final}}{DBO_{inicial}}$$

$$Ec = \frac{196.56 \frac{mg}{l} - 30 \frac{mg}{l}}{196.56 \frac{mg}{l}}$$

$$Ec = 0.847 = 84.7\%$$

Considerando que los volúmenes de los 2 filtros deben ser iguales, se analizan las 4 ecuaciones con las que se cuentan.

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425x \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F}}}$$

$$E2 = \frac{100}{1 + \left[\frac{0.4425}{1 - E1}\right] x \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

$$W_2 = \left(1 - \frac{E1}{100}\right) x W_1$$

Despejando los volúmenes

$$V1 = \frac{W_1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2}$$

$$V2 = \frac{W_2}{\left[\frac{100}{E2 \left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} \right]}$$

Colocamos W2 en función de W1, en la ecuación de V2

$$V2 = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right) x W_1}{\left[\frac{100}{E2 \left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} \right]}$$

Se igualan ambos volúmenes

$$V1 = V2$$

$$\frac{W_1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right) x W_1}{\left[\frac{100}{E2 \left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} \right]}$$

Se puede eliminar W_1 de ambos lados de la ecuación

$$\frac{1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right)}{\left[\frac{100}{E2 \left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right)} \right]}$$

Se despeja E2

$$E2 = \frac{100}{\left(\frac{0.4425}{1 - \frac{E1}{100}}\right) \left(\frac{226}{E1} - 2.26\right) \left(\sqrt{1 - \frac{E1}{100}}\right) + 1}$$

El análisis debe ser enfocado en igualar las ecuaciones de volumen en función de la eficiencia, y de esta manera obtener los valores de eficiencia de cada filtro.

Resolviendo las ecuaciones anteriores por calculadora, se obtiene $E1=70$ y $E2=56.1$.

- Cálculo de la carga de demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) del primer filtro:

$$W1 = \frac{C_{DBO} \times Qmd}{1000}$$

Dónde:

$W1$ = Carga de DBO en Kg. DBO/día

C_{DBO} = Concentración de DBO en mg/L

Qmd = Caudal medio diario de agua medido en m^3/s

Sustituyendo:

$$W_1 = \frac{\left(196.56 \frac{mg}{l}\right) \times \left(9.8646 \frac{l}{s} \times \frac{1 m^3}{1000 l} \times \frac{86400 s}{dia}\right)}{1000}$$

$$W_1 = 167.53 \text{ kgDBO}/dia$$

- Calculando el volumen para la primera etapa:

$$70.0 = \frac{100}{1 + 0.4425x \sqrt{\frac{167.53}{V_1(1)}}}$$

$$V_1 = 178.60 \text{ m}^3$$

De tabla 5.31 considerando una altura promedio de 2.20 m por cada capa del filtro y calculando el área para el primer filtro se tiene:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{178.60 \text{ m}^3}{2.2 \text{ m}}$$

$$A = 81.18 \text{ m}^2$$

Considerando filtro cuadrado

$$L = \sqrt{81.18}$$

$$L \cong 9.00 \text{ m}$$

Para la primera capa de filtro, se tienen las dimensiones de 9.00 x 9.00 x 2.20 m

- Dimensiones para la segunda capa:

$$W_2 = \left(1 - \frac{E_1}{100}\right) x W_1$$

$$W_2 = \left(1 - \frac{70}{100}\right) \times (167.53 \text{ kg } \frac{DBO}{\text{dia}})$$

$$W_2 = 50.259 \text{ kg } \frac{DBO}{\text{dia}}$$

Calculando el volumen para la segunda etapa:

$$E2 = \frac{100}{1 + \left[\frac{0.4425}{1 - E1}\right] \times \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

$$56.1 = \frac{100}{1 + \left[\frac{0.4425}{1 - 0.7}\right] \times \sqrt{\frac{50.259 \text{ kg } \frac{DBO}{\text{dia}}}{V_2(1)}}$$

$$V_2 = 178.56 \text{ m}^3$$

Área para el segundo filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{178.60 \text{ m}^3}{2.20 \text{ m}}$$

$$A = 81.18 \text{ m}^2$$

Considerando filtro cuadrado

$$L = \sqrt{81.18}$$

$$L \cong 9.00 \text{ m}$$

Para la segunda capa del filtro, se tienen las dimensiones de 9.00 x 9.00 x 2.20 m

Verificando la tasa de carga hidráulica (L_w) para el primer filtro:

$$L_{w1} = \frac{Q_{md}}{L^2} \times 86400$$

$$L_{w1} = \frac{0.0098646 \text{ m}^3}{(9.00\text{m})^2} \times 86400\text{s}/\text{dia}$$

$$L_{w1} \cong 10.52 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{dia}}$$

Ambos filtros son iguales, por lo tanto, tendrán la misma carga hidráulica. Se diseñan filtros en dos etapas dispuestos en serie, sin recirculación.

Al final del proceso en la primera capa del filtro, el valor de DBO que se tendrá es:

$$C_{DBO} = 196.56 \frac{\text{mg}}{\text{l}} - (196.56 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times 0.70) = 58.97 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Para el segundo filtro:

$$C_{DBO} = 58.97 \frac{\text{mg}}{\text{l}} - (58.97 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times 0.56) = 25.95 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Cálculo de la Eficiencia Total:

$$E_t = E_1 + E_2 (1 - E_1)$$

$$E_t = 0.70 + 0.56 (1 - 0.7)$$

$$E_t = 0.86$$

$$E_t = 86.8 \%$$

Tabla 5. 32 resumen concentración de salida, de cada uno de los filtros percoladores.

Fuente: Propia

FILTRO	Concentración de DBO mg/L	Eficiencia %	Concentración de DBO a la salida de filtro mg/L
FILTRO 1	196.56	70	58.96
FILTRO 2	58.97	56	25.95

Basándose en los resultados obtenidos se puede decir que el diseño es correcto, puesto que la concentración de DBO a la salida del filtro percolador cumple con la norma N. CONACYT NSO 13.49.01:09 (Ver tabla 5.32), la cual establece un valor de concentración máxima de DBO₅ DE 60 mg/l.

5.6.3.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Para el diseño del sedimentador secundario se utilizaron algunos parámetros de las tablas 5.27 y la tabla 5.33 a continuación:

Tabla 5. 33 valores recomendados de carga superior

Fuente: "Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales" del instituto nicaragüense de acueductos y alcantarillados.

Tipo de tratamiento	Tasa de Carga superficial ($m^3/m^2.d$)	
	Caudal promedio – Caudal pico	
Sedimentación siguiendo proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	17 – 32	41 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8 – 16	24 – 32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16 – 24	40 – 48
Sedimentación seguida por biodiscos	-	-
Efluente secundario	16 - 32	40 – 48
Efluente nitrificado	16 - 24	32 – 40

Se asume un periodo de retención (t_r) de 2 horas y una carga superficial de $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$, según la tabla anterior y se diseña para un caudal medio diario de $0.009865 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Volumen de almacenamiento se calcula de la siguiente manera:

$$Var = Qmd \times t_r$$

En donde:

$$Var = \text{Volumen de agua residual}$$

$$Var = \left(\frac{0.009865 \text{ m}^3}{\text{s}} \right) (2\text{h}) \left(3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 71.02 \approx 71 \text{ m}^3$$

Volumen de lodo producidos por sedimentador secundario cada día (V_{lss})

$$V_{lss} = V_l \times Qmd$$

Dónde:

$$V_l = \text{volumen del lodo sin digerir, proveniente del filtro percolador} \\ (0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 \text{ de AR de tabla 5.27})$$

$$V_{lss} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.009865 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} \\ V_{lss} = 0.63 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Volumen de almacenamiento de lodos (***Val***)

Asumiendo 4 días de almacenamiento, el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlss \times \text{días de almacenamiento}$$

$$Val = 0.63 \frac{m^3}{d} \times 4 \text{ días}$$

$$Val = 2.52 m^3$$

- Volumen del Sedimentador (V)

Con lo anterior se determina que el volumen del sedimentador:

$$V = Var + Val = 71 + 2.52$$

$$V = 73.52 m^3$$

- Área Superficial (As)

De la tabla 5.33 se asume una carga superficial (Cs) de $24 m^3/(m^2 \cdot d)$ y donde el Área superficial será igual al caudal entre la carga superficial así.

$$As = \frac{Qm}{Cs} = \frac{0.009865 m^3/s}{24 \frac{m^3}{m^2 \cdot d}} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$As = 35.514 m^2$$

- Diámetro

Del área superficial se calcula el diámetro como sigue:

$$Diámetro = \sqrt{\left(4 \times \frac{As}{\pi}\right)} = \sqrt{\left(4 \times \frac{35.514}{\pi}\right)}$$

$$Diámetro = 6.72 m$$

- Ancho efectivo en el sedimentador (Ae)

Para el ancho efectivo (Ae) en el sedimentador, se considera el diámetro más el ancho que corresponde a las 2 pantallas deflectoras siendo de 0.15 m cada una.

- Ancho Efectivo:

$$Ae = \text{Diámetro} + \text{ancho pantallas deflectoras}$$

$$Ae = 6.72 + 0.15 + 0.15$$

$$Ae = 7.02 \text{ m} = 7.00$$

- Altura del cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 45° con respecto a la horizontal. La altura correspondiente al sedimentador será:

$$hc = \frac{Ae}{2} \times \tan \beta = \frac{7.02}{2} \times \tan 45^\circ$$

$$hc = 3.51 \text{ m}$$

- Volumen del cono (Vc)

$$Vc = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3} \right] = \pi \left[\frac{6.72}{2} \right]^2 \left[\frac{3.51}{3} \right] = 41.38$$

- Volumen del cilindro (Vci)

Con la diferencia del volumen del sedimentador y el volumen del cono podemos determinar que el volumen del cilindro que permitirá un almacenamiento adicional al cono:

$$Vci = V - Vc = 73.52 - 41.38 = 32.14 \text{ m}^3$$

- La altura correspondiente del cilindro será:

$$hci = \frac{Vci}{As} = \frac{32.14}{35.51} = 0.90 \text{ m} \cong 1 \text{ m}$$

- Profundidad total para el sedimentador secundario es

$$H = hc + hci = 3.5 + 1.0 = 4.5 \text{ m}$$

De acuerdo con el período de retención de las aguas residuales establecido en el diseño de este sedimentador (dos horas), se remueve un porcentaje de sólidos suspendidos totales igual a 53%.²⁴

De esta manera se obtienen los siguientes resultados en cuanto a la concentración de sólidos suspendidos totales a la salida del sedimentador secundario.

Tabla 5. 34 concentración de SST a la salida del sedimentador secundario.

Fuente: propia

Parámetro	Entrada a sedimentador (mg/l)	Remoción (%)	Salida de sedimentador (mg/l)
Sólidos suspendidos	96.05	53	45.14

Al observar los resultados anteriores podemos comprobar que se completa la cantidad de sólidos suspendidos que se deben removerse según la Norma Salvadoreña la cual establece que la cantidad de sólidos suspendidos en el efluente debe ser menor que 60 mg/l.

²⁴ Dato tomado de la Norma Técnica OS.090 "plantas de tratamiento de aguas residuales" del reglamento Nacional de Edificaciones de Perú.

5.6.4 TRATAMIENTO DE LODOS.

5.6.4.1 DIGESTOR DE LODOS.

El digestor de lodos almacenará, espesará y digerirá los lodos provenientes de los sedimentadores. La digestión de los lodos se logra mediante una intensa actividad de bacterias anaerobias y tiempo para tal estabilización, la digestión depende de la temperatura ambiente; en climas tropicales cálidos, el periodo para digerir lodos oscila de uno a cuatro meses. Para el diseño de los patios de secado se deben tener en cuenta los datos de volumen de lodos por día que se calcularon en el diseño del sedimentador primario y secundario, resumidos en la tabla a continuación:

Tabla 5. 35 volumen de lodos producidos por el sedimentador primario y secundario

Fuente: propia

Tratamiento	$V_{lodos/día}$
Tratamiento Primario (V_{lsp})	$5.1465 \text{ m}^3/\text{día}$
Tratamiento Secundario (V_{lss})	$0.63 \text{ m}^3/\text{día}$

- Cantidad total de lodo producidas por los dos procesos es:

$$V_{lodos \text{ total}/día} = V_{lsp} + V_{lss}$$

$$V_{lodos \text{ total}/día} = 5.15 \text{ m}^3/\text{día} + 0.63 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{lodos \text{ total}/día} = 5.78 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Período de digestión de lodos.

Dado que la digestión de lodos depende de la temperatura, se toma en cuenta la tabla 5.35 para definir el periodo de digestión. Se sabe de datos estadísticos que San Pedro Perulapán cuenta con una temperatura promedio de 26.5 °C, por lo que el periodo de digestión corresponde a 30 días.

Tabla 5. 36 digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.
 Fuente: "Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales". Tomo II. Purificación de Aguas y tratamiento de Aguas Residuales, Fair, Geyer, Okun, año 1998.

Temperatura (F°)	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0
Temperatura (C°)	10.0	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Periodo de digestión días	75.0	56.0	42.0	30.0	25.0	24.0
Tipo de digestión	Mesolítica					

- Volumen del digestor.

Este se calcula mediante la siguiente manera:

$$V_d = V_{tlp} * T$$

Dónde:

V_d = Volumen del digestor

V_{tlp} = Volumen total de lodos producidos en los sedimentadores

T = Periodo de digestión, en días.

$$V_d = 5.78 \text{ m}^3/\text{dia} * 30 \text{ dias}$$

$$V_d = 173.4 \text{ m}^3$$

- Área Superficial del digestor:

$$A_d = \frac{V_d}{hd}$$

Donde:

$A_d = \text{Área del digestor}$

$V_d = \text{Volumen del digestor}$

$hd = \text{Altura del digestor (asumiendo una altura de 3.00 m)}$

$$A_d = \frac{173.4}{3.00}$$

$$A_d = 57.80 \text{ m}^2$$

- Diámetro del digestor, se calcula de la siguiente manera:

$$D_d = \sqrt{\left(4 * \frac{A_d}{\pi}\right)}$$

$$D_d = \sqrt{\left(4 * \frac{57.80}{\pi}\right)}$$

$$D_d = 8.58 \text{ m} \approx 8.60 \text{ m}$$

- Considerando un pendiente en el fondo del digestor 1:6²⁵, la altura del cono será:

$$h_c = \frac{D_d}{2} * \left(\frac{1}{6}\right)$$

$$h_c = \frac{8.60}{2} * \left(\frac{1}{6}\right) = 0.72 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$$

²⁵ Criterio retomado de "Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias."

5.6.4.2 PATIO DE SECADOS.

Para este diseño se retoman los datos de la tabla 5.35, donde se muestran las cantidades de lodos provenientes de los tratamientos previos, además de tomar en cuenta:

- Los lodos producidos en sedimentación primaria digeridos en tanques separados se produce una cantidad de $1.45 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.
- La cantidad de lodos que se producen después del filtro percolador es $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.

Tabla 5. 37 volumen de lodos producidos por el sedimentador primario y secundario

Fuente: propia

Tratamiento	$V_{\text{lodos}/\text{dia}}$
Lodos producidos en sedimentación primaria, digeridos en tanques separados (V_{lp})	$1.45 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$
Lodos producidos después del filtro percolador (V_{ls})	$0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$

- La cantidad total de lodo producidas por los dos procesos es:

$$V_{\text{lodos total}} = V_{lp} + V_{ls}$$

$$V_{\text{lodos total}} = 1.45 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 + 0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{lodos total}} = 2.195 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$$

- El volumen de lodos que se coloca en el patio es:

$$V_{\text{lpatio}} = V_l \times Q_{md} \times tr$$

$$V_{\text{lpatio}} = \frac{2.195 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times \left(0.00986 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} \right) \times 30 \text{ dias}$$

$$V_{\text{lpatio}} = 56.10 \text{ m}^3$$

- Área requerida

Considerando capas de 40 cm²⁶ la disposición de los lodos, el área requerida para dicho fin es:

$$A = \frac{Vlpatio}{h}$$

$$A = \frac{56.10}{0.4} = 140.25 \text{ m}^2$$

- Longitud de patio.

Considerando disponer cuatro patios de secado de lodos y asumiendo 4 m de ancho para cada uno se tiene una longitud de:

$$L = \frac{\frac{A_t}{4}}{4} = \frac{A_t}{16}$$

$$L = \frac{140.25}{16} = 8.77 \text{ m} \approx 9.00 \text{ m c/patio}$$

- Aguas provenientes del patio de secado

Las aguas drenadas del patio de secado de lodos se tratarán mediante un tanque séptico, por lo que se tendrá en consideración la humedad de los lodos provenientes de la digestión en tratamientos previos (Digestión en tanque separados) y la humedad de los lodos provenientes del filtro percolador.

Tabla 5. 38 porcentajes de humedad de lodos de acuerdo con el tratamiento.

Fuente: "Ingeniería de aguas residuales", Metcalf & Eddy. Editorial Mc Graw Hill. 3ª Edición (1995).

Proceso de tratamiento	Humedad (%)
Digeridos en tanques separados	94.0
Filtro percolador	92.5

²⁶ Norma Peruana sección 5.9.6.3: Se recomiendan espesores de capa de lodos entre 20 y 40 cm.

De la tabla anterior (número 5.38), se calcula el volumen de aguas a tratar por día en el tanque séptico.

$$V_{\text{lodostanques separados}} = \frac{1.45 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.00986 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/día} = 1.24 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{\text{lodosfiltropercolador}} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.00986 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/día} = 0.63 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{\text{agua}} = (1.24 \times 0.94) + (0.63 \times 0.925) = 1.75 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{agua}} = 1.75 \text{ m}^3$$

De acuerdo con la siguiente tabla (número 5.39), el período de retención para una fosa séptica está comprendido entre 0.5 a 1.0 días, por lo que se diseña un tanque séptico con un tiempo de retención de 1.0 días, y se procede con el cálculo.

$$V_{\text{tanque}} = \frac{V_{\text{agua}} \times tr}{1000}$$

Dónde:

$$V_{\text{tanque}} = \text{Volúmen del tanque séptico}$$

$$V_{\text{agua}} = \text{Volumen de agua a tratar en l/día}$$

$$tr = \text{Tiempo de retención en días}$$

$$V_{\text{tanque}} = \frac{1750 \times 1}{1000} = 1.75 \text{ m}^3$$

De acuerdo con este dato, es necesario disponer de un tanque séptico que tenga una capacidad para tratar aproximadamente 2000 litros de agua provenientes de los patios de secado. Dichas aguas previamente tratadas serán conducidas al efluente a través de tuberías de PVC.

Tabla 5.37 Comparación de parámetros de diseño para tanques sépticos de acuerdo a Normas Colombianas y Bolivianas

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador".

Parámetro	Unidad	Valores del parámetro según	
		Norma boliviana	Norma colombiana
Tanque séptico			
Distancia de construcciones, límites de terreno, sumideros, y campos de infiltración	m		1.50
Distancia de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua	m		3.0
Distancia de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza	m		15.0
Profundidad útil del tanque séptico	m	1.20 a 2.80*	1.20 a 2.80*
Largo interno mínimo	m		0.80
Relación largo/ancho	-		2.1 a 4.1
Número de cámaras	u	2	2
Tiempo de retención	días	0.5-1.0*	

5.7 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO NÚMERO DOS

5.7.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR

Para la alternativa de tratamiento número 2, se utilizará el mismo tratamiento preliminar que la alternativa número 1.

5.7.2 TRATAMIENTO PRIMARIO: TANQUE IMHOFF

Para el diseño del tanque Imhoff, se tomarán los parámetros de la tabla siguiente (tabla número 5.40).

Tabla 5. 40 criterios usuales para el diseño de tanques Imhoff.

Fuente: Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones

Parámetro de diseño de T. Imhoff	Unidad	Valor	
		Intervalo	Usual
Cámara de sedimentación			
Carga superficial	$m^3/m^2/día$	24.5 – 40.8	32.6
Período de retención	horas	2 -4	3
Relación largo/ancho	-	2:1 – 5:1	3:1
Pendiente de la cámara de sedimentación	-	1.25:1 – 1.75:1	1.5:1
Abertura de paso entre cámaras	m	0.15 – 0.30	0.25
Longitud del traslapo	m	0.15 – 0.30	0.25
Deflector de espuma			
Por debajo de la superficie	m	0.25 – 0.40	0.30
Por encima de la superficie	m	0.30	0.30
Borde libre	m	0.45 – 0.60	0.60
Zona de ventilación de gases			
Área (con relación al área superficial total)	%	15 - 30	20
Ancho de la abertura	m	0.45 – 0.75	0.60
Cámara de digestión de lodos			
Capacidad de almacenamiento (sin calentamiento)	mes	4 – 8	6
Volumen	m^3/hab	0.06 – 0.1	0.07
Tubería de extracción de lodos	pulg	8 – 12	10
Distancia libre hasta nivel de lodo	m	0.30 – 0.90	0.60
Profundidad total del tanque (desde la superficie hasta el fondo del tanque)	m	7.30 – 9.75	9.15

Parámetros seleccionados:

Tabla 5. 41 parámetros seleccionados para el diseño del sedimentador primario Imhoff.

Fuente: propia

Relación largo – ancho (r)	4/1
Carga por unidad de superficie (CUS) ($m^3/m^2/día$)	30
Período de retención nominal (R, horas)	2
Número de cámaras a usar (#unid)	2
Caudal de diseño (Q_{md})	851.904 $m^3/día$
Pendiente de fondo, respecto a la horizontal ²⁷	50°

- **Diseño del sedimentador**

- Área por cámara de sedimentación A_s (m^2)

$$A_s = \frac{Q_{md}}{C_s}$$

Donde:

$$C_s = \text{Carga superficial} \left(\frac{m^3}{m^2} * \text{hora} \right)$$

$$A_s = \frac{851.904 \frac{m^3}{día}}{30 \frac{m^3}{m^2/día}}$$

$$A_s = 28.40 m^2$$

²⁷ Valor de inclinación de las paredes del fondo, tomado de la norma boliviana para el diseño de las cámaras de digestión de un sedimentador Imhoff.

- Largo y ancho de las cámaras de sedimentación L y A_n (m)

$$r = \frac{L}{A_n} \rightarrow L = r \times A_n$$

$$A_s = L \times A_n = r A_n \times A_n$$

$$A_s = r \times A_n^2$$

$$A_n = \sqrt{\frac{A_s}{r}}$$

$$L = r \times A_n$$

Dónde:

r = Relación largo ancho de una cámara de sedimentación

A_n = Ancho de una cámara de sedimentación

A_s = Área superficial de una cámara de sedimentación

L = Largo de la cámara de sedimentación

$$A_n = \sqrt{\frac{28.3968 \text{ m}^2}{4/1}}$$

$$A_n = 2.66 \text{ m} \approx 2.70$$

$$L = 4 \times 2.70 \text{ m}$$

$$L = 10.80 \text{ m}$$

- Volumen de las cámaras sedimentadores V_s (m^3)

$$V_s = \frac{Q_{md} \times R}{\# \text{ unidades}}$$

Dónde:

V_s = Volúmen de una cámara sedimentadora

R = Período de retención hidráulica (De 1.5 a 2.5 horas)

$\# \text{ unidades}$ = Número de cámaras de sedimentación

$$V_S = \frac{(35.50 \text{ m}^3/h \times 2h)}{2}$$

$$V_S = 35.50 \text{ m}^3$$

- Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras

Área transversal

$$A_{transversal} = \frac{V_S}{L}$$

$$A_{transversal} = \frac{35.50}{10.80}$$

$$A_{transversal} = 3.29 \text{ m}^2$$

Altura del triángulo

$$h_{triángulo} = \frac{A_n \text{Tan } \phi}{2}$$

$$h_{triángulo} = \frac{(2.70) \text{Tan } (50^\circ)}{2}$$

$$h_{triángulo} = 1.61 \text{ m} \approx 1.65 \text{ m}$$

Área del triángulo

$$A_{triángulo} = \frac{A_n * h}{2}$$

$$A_{triángulo} = \frac{2.70 * 1.65}{2}$$

$$A_{triángulo} = 2.23 \text{ m}^2$$

Área del rectángulo

$$A_{\text{rectángulo}} = A_{\text{transversal}} - A_{\text{triángulo}}$$

$$A_{\text{rectángulo}} = 3.29 - 2.23$$

$$A_{\text{rectángulo}} = 1.06 \text{ m}^2$$

Altura del rectángulo:

$$h_{\text{rectángulo}} = \frac{A_{\text{rectángulo}}}{A_n}$$

$$h_{\text{rectángulo}} = \frac{1.06}{2.70}$$

$$h_{\text{rectángulo}} = 0.39 \approx 0.40 \text{ m}$$

Altura de las cámaras de sedimentación:

La altura de transición, usualmente se encuentra en el rango de 0.15 a 0.20 m²⁸, por lo que se tomará un valor de 0.20 m. De igual manera se toma un valor de 0.30 m para borde libre.

$$h_{\text{sedimentación}} = h_{\text{borde}} + h_{\text{rectángulo}} + h_{\text{triángulo}} + h_{\text{transición}}$$

$$h_{\text{sedimentación}} = 0.30 + 0.40 + 1.65 + 0.20$$

$$h_{\text{sedimentación}} = 2.55 \text{ m}$$

²⁸ Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador

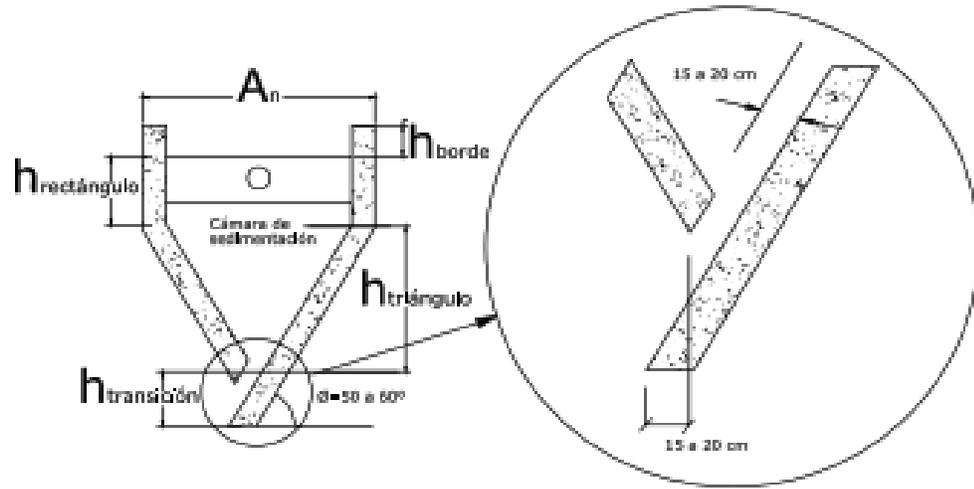


Figura 5. 11 esquema dimensionamiento de la cámara de lodos.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

Para la revisión de la altura del sedimentador, se debe encontrar otra altura (h_{sed}), la cual debe ser ligeramente mayor, y que se calcula con la siguiente relación:

$$h_{sed} = Cs * R$$

$$h_{sed} = 30 \frac{m^3}{m^2/día} * 0.0833 \text{ día}$$

$$h_{sed} = 2.50 \text{ m}$$

$$h_{sedimentación} > h_{sed}$$

$$2.55 \text{ m} > 2.50 \text{ m}$$

De acuerdo con lo anterior se comprueba que la altura obtenida de las cámaras de sedimentación es adecuada. En caso de que las alturas antes calculadas no den resultados cercanos, se debe revisar el dimensionamiento de las cámaras.

- Configuración del tanque Imhoff con dos cámaras de sedimentación.

$$A_{natas} = \left(A_{efectivo} - \#unidad * (A_n + 0.50) \right) * L$$

Dónde:

A_{natas} = Área de natas y ventilación (m^2)

$A_{efectivo}$ = Ancho efectivo (sin ancho de paredes externas) (m)

A_n = Ancho interno de las cámaras de sedimentación (m)

$\#unidad$ = Número de cámaras de sedimentación

L = Largo del tanque Imhoff y cámaras de sedimentación

- Ancho efectivo

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tienen algunas consideraciones, como el espaciamiento libre que puede tener un valor de entre 0.60 a 1.00m, esto a cada lado y en medio de las cámaras de sedimentación. Además, se considera paredes internas de las cámaras de sedimentación con un espesor de 0.25m. (Ver figura 5.)

$$A_{efectivo} = 1.00 + 0.25 + 2.70 + 0.25 + 1.00 + 0.25 + 2.70 + 0.25 + 1.00 = 9.40 \text{ m}$$

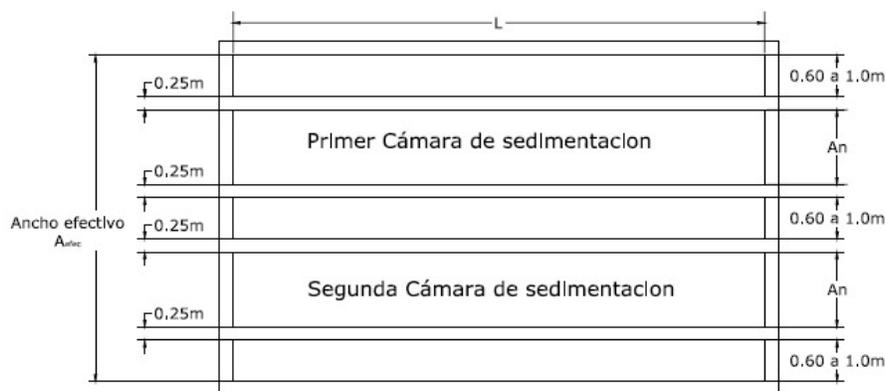


Figura 5. 12 esquema de dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

- Área de ventilación y natas

$$A_{natas} = (A_{efectivo} - \#unidad * (An + 0.50)) * L$$

$$A_{natas} = (9.40 - 2 * (2.70 + 0.50)) * 10.80$$

$$A_{natas} = 32.40 \text{ m}^2$$

Para que el diseño sea correcto se debe garantizar que el porcentaje del área destinado para ventilación y natas represente el 30% o más del área del sedimentador.

$$\% = \frac{A_{natas} * 100}{L * A_{efectivo}}$$

$$\% = \frac{32.40 * 100}{10.80 * 9.40}$$

$$\% = 31.91 > 30\%$$

31.91 > 30% Se dice que el dimensionamiento del área de ventilación y natas es adecuado.

- Comprobando altura de natas:

$$V_{zona de natas} = \frac{30 \text{ litros}}{\text{hab}} * 3626 \text{ hab}$$

$$V_{zona de natas} = 108,780 \text{ litros} = 108.78 \text{ m}^3$$

$$h_{natas y gases} = \frac{V_{zona de natas}}{A_{natas}}$$

$$h_{natas y gases} = \frac{108.78}{32.40}$$

$$h_{natas y gases} = 3.36 \text{ m}$$

Como $h_{\text{sedimentación}} = 2.55 \text{ m} < h_{\text{natas y gases}} = 3.36 \text{ m}$ se concluye que el dimensionamiento de la cámara de sedimentación es correcto.

- Volumen de almacenamiento y digestión V_d

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

Dónde:

$P = \text{Población}$

$f_{cr} = \text{Factor de capacidad relativa}$

$V_d = \text{Volumen de almacenamiento y digestión}$

$$V_d = \frac{70 * 3,626 * 0.50}{1000}$$

$$V_d = 126.91 \text{ m}^3$$

- Determinación del número de tolvas y sus dimensiones

$$\#tolvas = \frac{L}{A_{\text{efectivo}}}$$

Dónde:

$L = \text{Largo del tanque Imhoff (dimensión interna sin paredes, m)}$

$A_{\text{efectivo}} = \text{Ancho efectivo del tanque Imhoff (sin paredes externas, m)}$

$\#tolvas = \text{Número de tolvas}$

$$\#tolvas = \frac{10.80}{9.40}$$

$$\#tolvas = 1.15 \approx 2 \text{ tolvas}$$

- Ancho de las tolvas

$$LT_2 = \frac{A_{\text{efectivo}} - 0.25 (\#unid. sed - 1)}{\#unid. sed}$$

$$LT_2 = \frac{9.40 - 0.25 (1 - 1)}{1} = 9.40 \text{ m}$$

- Largo de las tolvas

$$LT_1 = \frac{L - 0.25 (\#tolvas/linea - 1)}{\#tolvas/linea}$$

$$LT_1 = \frac{10.80 - 0.25 (2 - 1)}{2}$$

$$LT_1 = 5.28 \text{ m} \approx 5.30 \text{ m}$$

- Altura de la tolva:

$$h_{tolvas} = \frac{LT_2}{4}$$

$$h_{tolvas} = \frac{9.4}{4}$$

$$h_{tolvas} = 2.35 \text{ m}$$

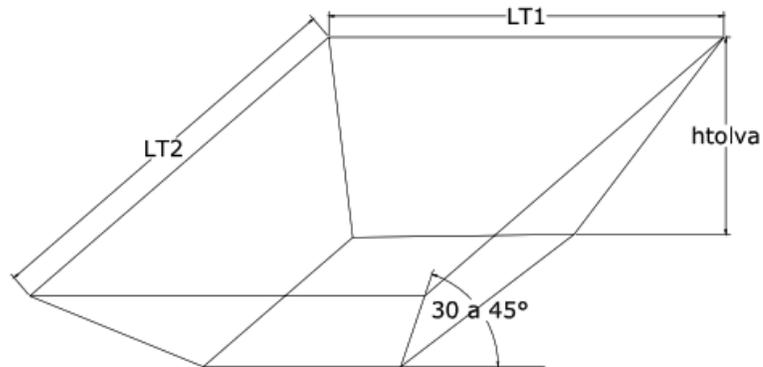


Figura 5. 13 esquema de una tolva con sus dimensiones.

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

- Volumen por tolva

$$V_{tolvas} = \frac{LT_1 * LT_2 * h_{tolvas}}{3}$$

$$V_{tolvas} = \frac{(5.30)(9.40)(2.35)}{3}$$

$$V_{tolvas} = 39.03 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen total de las tolvas

$$V_{tolvas\ total} = \#tolvas * V_{tolvas}$$

$$V_{tolvas\ total} = 2 * 39.03$$

$$V_{tolvas\ total} = 78.06\ m^3$$

- Dimensionamiento de la parte rectangular de la cámara de digestión

$$V_{rect} = V_d - V_{tolvas\ total}$$

Donde:

$$V_d = \text{Volumen de almacenamiento y digestión } m^3$$

$$V_{rect} = \text{Volumen de la parte rectangular de la cámara de digestión}$$

$$V_{rect} = 126.91\ m^3 - 78.06\ m^3$$

$$V_{rect} = 48.85\ m^3$$

- Altura de la parte rectangular de la cámara de digestión

$$h_{rect} = \frac{V_{rect}}{A} = \frac{V_{rect}}{A_{efectivo} \times L}$$

$$h_{rect} = \frac{48.85}{10.80 * 9.40}$$

$$h_{rect} = 0.48\ m \approx 0.50\ m$$

- Altura de zona neutra:

La altura máxima de los lodos deberá estar 0.50 m por debajo del fondo del sedimentador.

- Altura total del tanque Imhoff:

$$h_{imhoff} = h_{borde} + h_{rectangulo} + h_{triángulo} + h_{transición} + h_{zona\ neutra} + h_{rect} + h_{tolvas}$$

$$h_{imhoff} = h_{sedimentación} + h_{zona\ neutra} + h_{rect} + h_{tolvas}$$

$$h_{tanque\ imhoff} = 2.55 + 0.50 + 0.50 + 2.35$$

$$h_{tanque\ imhoff} = 5.90\ m$$

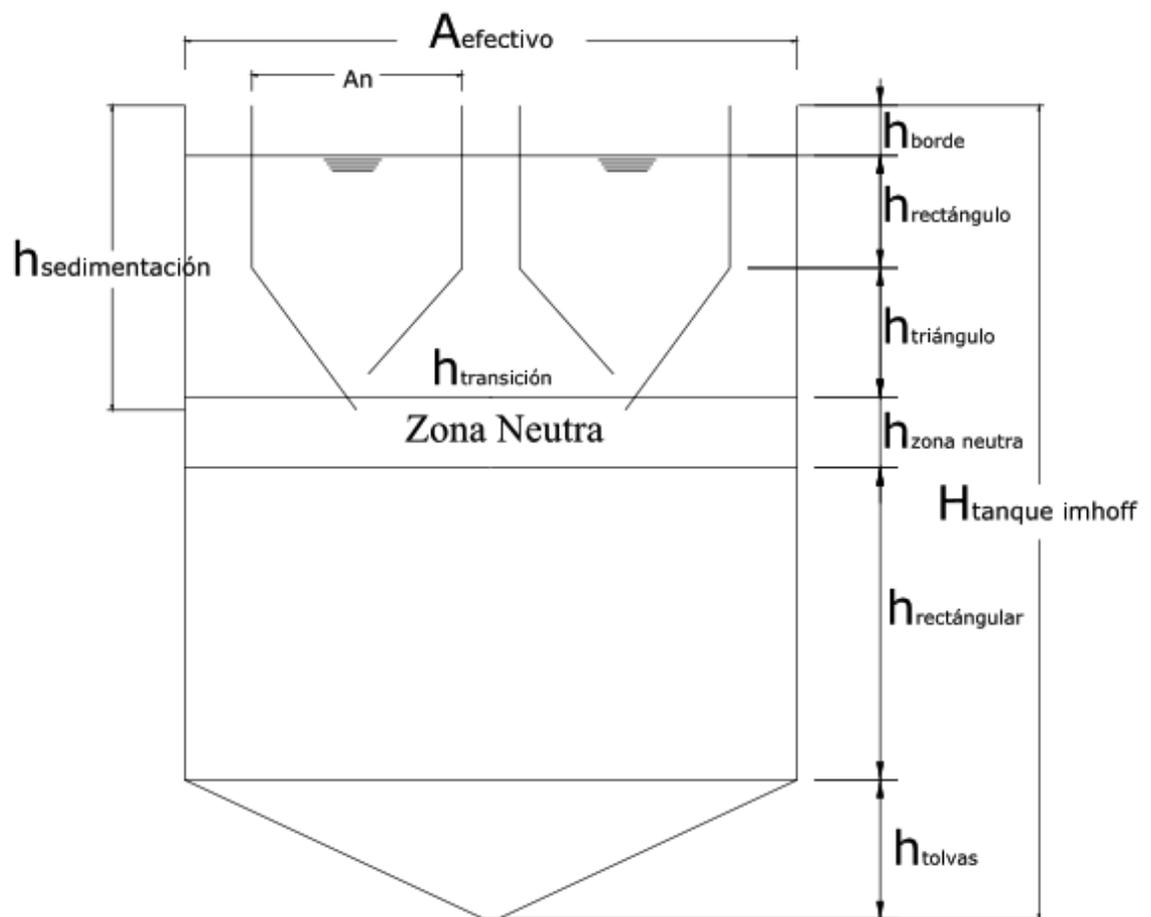


Figura 5. 14 esquema de dimensiones de Tanque Imhoff

Fuente: Tesis "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador"

- Cálculo de porcentajes de remoción de DBO₅ y SST

$$R = \frac{t_o}{a + b + t_o}$$

$R_{DBO, SST}$ = Porcentaje de remoción esperado (%)

t_o = Tiempo nominal de retención (2 horas)

a, b = Constantes empíricas (observar la tabla número 5.42)

Tabla 5. 42 constantes empíricas

Fuente: Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones; Crites y Tchobanoglus.

VARIABLE	a, h	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

- Demanda Bioquímica de Oxígeno

$$R_{DBO} = \frac{R}{a + b \times t_o}$$

$$R_{DBO} = \frac{2}{0.018 + 0.020 \times 2}$$

$$R_{DBO} = 34.48 \%$$

- Sólidos Suspendidos Totales

$$R_{SST} = \frac{R}{a + b \times t_o}$$

$$R_{SST} = \frac{2}{0.0075 + 0.014 \times 2}$$

$$R_{SST} = 56.34 \%$$

Tabla 5. 43 cuadro resumen porcentajes de remoción de DBO y SST

Fuente: propia

Parámetro	Entrada a sedimentador (mg/l)	Remoción (%)	Salida de sedimentador (mg/l)
DBO	300	34.48	196.56
Sólidos suspendidos	220	56.34	96.05

La totalidad de los sólidos suspendidos y la DBO será removidos en los siguientes tratamientos.

5.7.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

5.7.3.1 DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES

Se propone el diseño de filtros percolares, con parámetros de diseño ya establecidos en el tratamiento secundario de la alternativa número 1. (Revisar apartado número 5.6.3.1.)

5.7.3.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Para el diseño del sedimentador secundario de esta propuesta, los criterios a utilizar son los mismos que la tabla 5.27 y la tabla 5.31. Por lo tanto, las dimensiones del sedimentador secundario de esta alternativa son las mismas que la alternativa uno.

5.7.4 TRATAMIENTO DE LODOS

5.7.4.1 DIGESTOR DE LODOS.

El digestor de lodos es un tratamiento común para cualquier tipo de proceso con el que se da tratamiento a las aguas. En esta ocasión se tiene como tratamiento primario un Tanque Imhoff que posee su propio digestor, y dos filtros

percoladores como tratamiento secundario, sin embargo, a pesar de que el tanque Imhoff posee su propio digestor, es necesario diseñar otro digestor de lodos con la única diferencia que este estará conectado con el filtro percolador del tratamiento secundario.

Retomando de la tabla 5.27, se obtiene el volumen de lodos producido después del tratamiento del filtro percolador, el cual tiene un valor de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$. El volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario por día es:

$$Vlfp = Vl \times Qmd$$

$$Vlfp = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.00986 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$Vlfp = 0.63 \text{ m}^3/\text{d} = Vlss$$

Dado que la digestión de lodos depende de la temperatura, se toma la tabla 5.37 el periodo de digestión.

Tabla 5. 44 digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Fuente: "Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales". Tomo II. Purificación de Aguas y tratamiento de Aguas Residuales, Fair, Geyer, Okun, año 1998.

Temperatura (F°)	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0
Temperatura (C°)	10.0	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Periodo de digestión (días)	75.0	56.0	42.0	30.0	25.0	24.0
Tipo de digestión	Mesofílica					

Como se ha mencionado la temperatura promedio de San Pedro Perulapán es 26.5 °C , por lo que el periodo de digestión corresponde a 30 días.

- Volumen del digestor

$$V_d = V_{tlp} \times T$$

Donde:

V_d = Volumen del digestor

V_{tlp} = Volumen total de lodos producidos en los sedimentadores

T = Periodo de digestión, en días.

$$V_d = 0.63 \text{ m}^3/\text{dia} * 30 \text{ dias}$$

$$V_d = 18.90 \text{ m}^3$$

- Área Superficial del digestor:

$$A_d = \frac{V_d}{hd}$$

Donde:

A_d = Área del digestor

V_d = Volumen del digestor

hd = Altura del digestor (asumiendo una altura de 2.0)

$$A_d = \frac{18.90}{2.0} = 9.45 \text{ m}^2$$

- Diámetro del digestor. Se calcula de la siguiente manera:

$$D_d = \sqrt{\left(4 * \frac{A_d}{\pi}\right)}$$

$$D_d = \sqrt{\left(4 * \frac{9.45}{\pi}\right)}$$

$$D_d = 3.47 \text{ m}$$

Considerando un pendiente en el fondo del digestor 1:2²⁹, la altura del cono será:

$$h_c = \frac{D_d}{2} * \left(\frac{1}{2}\right)$$

$$h_c = \frac{3.47}{2} * \left(\frac{1}{2}\right) = 0.87 \text{ m} \approx 1.0 \text{ m}$$

5.7.4.2 PATIO DE SECADOS

En el patio de secado se depositan los lodos provenientes de las etapas anteriores de tratamiento y en él se elimina la humedad restante de los lodos. Por lo tanto, en este punto se debe conocer la cantidad de lodos producidos por dichos procesos.

La cantidad de lodos que se producen en la sedimentación secundaria después del filtro percolador es 0.745m³/1000 m³ de Agua Residual. De acuerdo con la tabla 5.27, el volumen de lodos producidos por el tanque Imhoff es de 0.500m³/1000 m³.

- Volumen de lodos producidos por el digestor de lodos por día

$$V_{lpatio} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lpatio} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times \left(0.009865 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}\right) = 0.63 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Volumen de lodos producidos por el digestor de lodos por día

$$\frac{0.500 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times \left(0.009865 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}\right) = 0.426 \text{ m}^3/\text{d}$$

²⁹ Criterio retomado de "Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias."

- Volumen de lodos a depositar en los patios de secado
Considerando un período de digestión d 30 días

$$V_{lpatio} = 0.63 \text{ m}^3/d \times 30 \text{ d} + 0.426 \text{ m}^3/d \times 30 \text{ d}$$

$$V_{lpatio} = 31.68$$

- Considerando capas de 40 cm³⁰ para la disposición de los lodos, el área requerida para dicho fin es:

$$A = \frac{V_{lpatio}}{h} = \frac{31.68}{0.4} = 79.20 \text{ m}^2$$

- Considerando disponer 4 patios de secado de lodos y asumiendo 10 m de longitud para cada uno se tiene un ancho de:

$$A = \frac{L_t}{4} = \frac{A_t}{40}$$

$$A = \frac{79.20}{40} = 1.98 \text{ m} \approx 2 \text{ m c/patio}$$

5.8 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA

El correcto mantenimiento de cada unidad que compone la planta de tratamiento y sus instalaciones tiene por objetivo garantizar un adecuado desempeño de las operaciones de la planta, lo que ayudará a mejorar la vida útil del sistema.

Se debe tomar en cuenta además que el correcto mantenimiento de la planta proporcionará una disminución de los gastos por reparaciones e incluso evitar la adquisición de nuevos equipos.

³⁰ Norma Peruana sección 5.9.6.3: Se recomiendan espesores de capa de lodos entre 20 y 40 cm.

Dentro del mantenimiento de la planta se identificará dos factores, el mantenimiento preventivo, que será determinado por actividades que se realizan antes que exista alguna falla en el sistema y también el mantenimiento correctivo, que es el aplicado al momento que ha ocurrido alguna falla en sistema. El mantenimiento preventivo se realizará para cada elemento de la planta en forma periódica por el personal encargado. A continuación, se describen brevemente la forma en la cual opera la planta de tratamiento propuesta.

5.8.1 DESARENADOR

- **OPERACIÓN**

Es una estructura situada como pretratamiento para las aguas residuales, y esta retiene las arenas y partículas en suspensión que llevan las aguas crudas, a fin de separarlas y evitar que ingresen al sistema para evitar que obstaculicen y sobrecarguen los procesos posteriores de tratamiento.

- **MANTENIMIENTO**

Los desarenadores deben limpiarse de tal manera que se retiren las arenas de las aguas residuales. Se debe realizar la evacuación de los sedimentos acumulados en el fondo de la unidad.

De acuerdo con el diseño realizado anteriormente en este capítulo, las arenas deben ser removidas al menos una vez cada once días y luego deben ser llevadas al patio de secado para su escurrimiento.

Para efectos de limpieza o de fallas, el desarenador se ha diseñado con dos canales, de tal manera que cuando uno de ellos esté cerrado, el otro siga con su funcionamiento normal, y no detener así el flujo del tratamiento.

Se debe tomar en cuenta que el caudal puede aumentar considerablemente en ocasiones de abundantes lluvias, en estos casos ambos canales del desarenador deben estar en funcionamiento. Para la limpieza se utilizan palas perforadas para que las partículas queden atrapadas en estas, y las aguas sigan su flujo normal.

Cada semana será necesaria la limpieza del desarenador desprendiendo el material adherido las paredes y el fondo, de preferencia con una escobilla con cerdas de material sintético. Luego cada mes verificar que las compuertas del desarenador funcionen con normalidad y sus elementos estén lubricados.

Anualmente se deberán reemplazar aquellas partes oxidadas y en mal estado, y como mantenimiento preventivo aplicar capas de pintura que eviten la corrosión.

Se debe registrar además las fechas de lavados y los cambios en el caudal de la fuente durante el día.

5.8.2 CANAL DE REJAS

- **OPERACIÓN**

El canal de rejillas es la unidad que retiene aquellos sólidos flotantes o suspendidos de gran tamaño, de manera que evita que éstos ingresen al sistema de tratamiento. Esto se logra hacer mediante un grupo de rejillas o barras metálicas, las cuales permiten el paso del flujo a través del espacio entre ellas.

- **MANTENIMIENTO**

Se recomienda que el canal de rejillas sea limpiado diariamente, rastrillando los materiales retenidos, sin embargo, se trata de extraer las veces que sea necesarias todos estos materiales de manera que no se interrumpa el flujo. Posteriormente es necesaria la evacuación de los residuos sustraídos para su

posterior colocación en el patio de secado. El acarreo de estos se debe hacer con una carretilla y al final del día la limpieza de todos los utensilios será necesaria.

Generalmente los primeros componentes del canal de reja que resultan dañados con el tiempo son las barras metálicas, por lo que será necesario aplicar una mano de pintura antes que éstos se oxiden y se corroan.

5.8.3 MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL

- **OPERACIÓN**

La Canaleta Parshall es un medidor de caudales de régimen crítico, que consta de tres secciones, una entrada convergente, una sección central o garganta y una sección divergente. El caudal de descarga a través de la Canaleta Parshall está usualmente en función del nivel del líquido, tiene dos propósitos:

- Medir el nivel del líquido en este caso el desagüe.
- Convertir el nivel del líquido en caudal a través de una relación matemática.

- **MANTENIMIENTO**

Una vez que el medido de caudales Parshall ha sido propiamente instalado, se requiere un mantenimiento periódico para que opere satisfactoriamente, así, diariamente será necesario registrar al caudal a través del medidor Parshall con una regla graduada.

Normalmente en este tipo de estructuras crece algún tipo de maleza en las paredes y el azolve suele acumularse en el fondo, particularmente en la entrada del aforador, por lo que es recomendable limpiar esta parte semanalmente.

El asentamiento de aforadores suele ocurrir más comúnmente cerca de la salida debido a la acción erosiva de la corriente de agua, por lo que una vez al año se deben hacer las reparaciones correspondientes.

5.8.4 SEDIMENTADOR TIPO DOURTMUND

- **OPERACIÓN**

Este sedimentador logra que los sólidos sedimentables decanten y caigan al fondo de la unidad. Permite que muchos flotantes que no son retenidos en las rejillas, sean retenidos en la pantalla central.

- **MANTENIMIENTO**

Este sedimentador acumula generalmente espumas que flotan sobre toda la superficie, las cuales deben ser retiradas entre una y dos veces al día. Esto es importante para evitar que los malos olores se propaguen o se generen algún tipo de plagas sobre estas espumas. Luego de ser retiradas deben ser llevadas hacia el patio de secado.

En cuanto a los elementos de metal que conforman el sedimentador se debe sustituir aquellas partes metálicas que se encuentran corroídas o corregirlas, dándoles mantenimiento de pintura. Además, para los elementos de concreto que tengan pequeñas grietas y fisuras se debe preparar mezclas de materiales aglutinantes como mortero fino.

5.8.5 FILTRO PERCOLADOR

- **OPERACIÓN**

Este tratamiento consiste en pasar el agua residual desde la parte superior del filtro sin inundar, a través de un material de relleno (este puede ser basalto, piedra

volcánica u otro tipo de piedra) sobre el que crecen los microorganismos, que forman una biopelícula de espesor variable, normalmente de algunos milímetros. El crecimiento progresivo de la biopelícula provoca que, a partir de un cierto espesor, ésta se desprenda arrastrada por el agua circulante. Para separar el agua filtrada del exceso de biopelícula, es decir la materia orgánica es eliminada del agua residual de manera aerobia.

- **MANTENIMIENTO**

Para la puesta en marcha se requieren entre 10 y 15 días para formar la biopelícula biológica.

Tomar en cuenta que es necesaria una buena granulometría del medio poroso a utilizar, puesto que en ocasiones puede acumularse agua en la superficie, que debe ser eliminada.

El operador de la instalación debe efectuar un control diario de las incidencias en la planta, con el objetivo de detectar lo antes posible cualquier problema de funcionamiento y poder así tomar las medidas correctoras correspondientes antes de que se produzcan fallos en la depuración. De no ser posible realizar el control diario, por lo menos hacerlo una vez a la semana.

Los sentidos son herramientas eficaces de la operación de la planta, así el operario debe observar objetos extraños sobre la superficie del percolador.

La extracción de los lodos adheridos a las paredes de las tuberías será necesario, a fin de mantenerlas constantemente limpias. También será necesaria la limpieza con agua.

En ocasiones será necesario hacer un lavado a presión y volver a iniciar el ciclo, puesto que no hacerlo puede provocar la desaparición de la película biológica de una forma brusca, será necesario desprender parte de la biomasa de las piedras profundizando alrededor de 30 centímetros sin remover las piedras de la superficie.

Al menos una vez al año se deben revisar cada una de las partes metálicas que el filtro pueda tener, a fin de mantenerlas pintadas con pintura anticorrosiva, y evitar el daño irreversible, para prolongar la vida útil de las partes que componen el filtro.

5.8.6 TANQUE IMHOFF

- **OPERACIÓN**

El tanque Imhoff o tanque de doble cámara tiene las funciones siguientes: remueve constantemente las espumas, invierte el flujo de entrada para la distribución uniforme de los sólidos sedimentables en los extremos del digestor y a la vez drena periódicamente los lodos digeridos.

El tanque Imhoff consta de dos partes: a) sedimentador y b) digestor de lodos. El sedimentador se ubica en la parte superior de la estructura y tiene la función de remover los sólidos sedimentables y flotantes, mientras el digestor que ocupa la parte inferior del tanque Imhoff está destinado a la estabilización anaeróbica de los lodos.

El sedimentador separa el material precipitable y flotante. El material precipitable o sedimentable se deposita en el fondo del sedimentador desde donde pasa a través de la abertura ubicada en su parte inferior hacia el digestor anaeróbico para su estabilización o mineralización, mientras que los flotantes quedarán

retenidos en la superficie del sedimentador donde pantallas ubicadas a la salida impedirán el escape del referido material.

Los gases producidos como consecuencia de la digestión de los lodos ascienden a la superficie y escapan por la zona de ventilación. Por el tipo de diseño de la abertura ubicada en la parte inferior del sedimentador se impide que los gases y los sólidos arrastrados por estos gases ingresen a la cámara de sedimentación.

- **MANTENIMIENTO**

El tanque Imhoff deberá ser llenado con agua limpia y si fuera posible, el tanque de digestión inoculado con lodo proveniente de otra instalación similar para acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos encargados de la mineralización de la materia orgánica. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos en general.

El material flotante tiende a acumularse rápidamente sobre la superficie del reactor y debe ser removido con el propósito de no afectar la calidad de los efluentes, por lo que esta actividad debe recibir una atención diaria retirando todo el material existente en la superficie de agua del sedimentador.

La recolección del material flotante se efectúa con un desnatador. La versión común de esta herramienta consiste en una paleta cuadrada de 0.45 x 0.45 m construida con malla de ¼" de abertura y acoplada a un listón de madera.

Las estructuras de ingreso y salida deberán limpiarse periódicamente, así mismo los canales de alimentación de agua residual deben limpiarse una vez concluida la maniobra de cambio de alimentación con el propósito de impedir la proliferación de insectos o la emanación de malos olores.

El operario debe estar muy atento al correcto funcionamiento de la planta, algunos ejemplos de lo que deben observar son:

- apariencia de la superficie del sedimentador
- cantidad y color de la espuma en los tanques
- presencia de organismos, insectos, roedores

Semanalmente o cuando las circunstancias así lo requieran, los sólidos depositados en las paredes del sedimentador deben ser retirados mediante el empleo de raspadores y la limpieza de las paredes inclinadas del sedimentador debe efectuarse con un limpiador de cadena.

La grasa y sólidos acumulados en las paredes a la altura de la línea de agua deben ser removidos con un raspador metálico.

La zona de ventilación de la cámara de digestión debe encontrarse libre de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por burbujas de gas. Para hundirlas de nuevo, es conveniente el riego con agua a presión, si no se logra esto, es mejor retirarlas, y enterrarlas inmediatamente. La experiencia indica la frecuencia de limpieza, pero cuando menos, debe realizarse mensualmente.

Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel al que llegan los lodos en su compartimiento. Para conocer el nivel de lodos se usa una sonda, la que hace descender cuidadosamente a través de la zona de ventilación de gases, hasta que se aprecie que la lámina de la sonda toca sobre la capa de los lodos; este sondeo debe verificarse cada mes, según la velocidad de acumulación que se observe.

Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión abriendo lentamente la válvula de la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado. Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se destruyan uniformemente en la superficie de tales lechos. La fuga de material flotante en la salida del sedimentador será un indicio de la necesidad de una extracción más frecuente de lodo del digestor.

Se recomienda que, en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que se está escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se está realizando la digestión.

El operador debe mantener en buen estado los alrededores de la planta de tratamiento. Además, Inspeccionar todos los días el buen funcionamiento del proceso de distribución de las aguas residuales crudas a cada uno de los compartimientos del tanque Imhoff.

5.8.7 DIGESTOR DE LODOS

- **OPERACIÓN**

El digestor de lodos se emplea para el tratamiento de los lodos provenientes de las etapas previas del tratamiento de las aguas residuales (sedimentador primario y secundario).

- **MANTENIMIENTO**

Diariamente los lodos resultantes del proceso de digestión deben ser transportados a los patios de secado para que puedan escurrirse. Además, verificar que las tuberías de conducción de los lodos se encuentren totalmente libres de cualquier tipo de obstrucción y limpios.

Cada semana se debe limpiar la superficie del digestor, de manera que se eliminen las capas de lodos flotantes que pudiesen existir en éste. Es importante también verificar que el límite de almacenamiento de lodos en el digestor no haya sido sobrepasado, por lo que en ocasiones será necesario remover los lodos más de una vez al día.

Anualmente además se deberá revisar todos los elementos que componen el digestor de lodos, sean estas tuberías, canaletas, válvulas y algún otro elemento, a fin de que puedan ser reparados en caso de que exista algún daño.

5.8.8 PATIO DE SECADO

- **OPERACIÓN**

Estas unidades están diseñadas con el objetivo de permitir que los lodos provenientes de tanques de sedimentación o digestores de lodos sean deshidratados, antes de su disposición final.

- **MANTENIMIENTO**

Los patios de lodo o lechos de secado deben ser adecuadamente acondicionados cada vez que vayan a descargarse los lodos provenientes tanto del digestor de lodos como de los sedimentadores. La preparación debe incluir los siguientes trabajos:

- Remover todo el lodo antiguo tan pronto como se haya alcanzado el nivel de deshidratación que permita su manejo. El lodo deshidratado con un contenido de humedad no más del 70% es quebradizo, de apariencia esponjosa y fácilmente se puede movilizar con un tridente.
- Nunca añadir lodo a un lecho que contenga lodo.
- Remover todas las malas hierbas u otros restos vegetales.

- Escarificar la superficie de arena con rastrillos o cualquier otro dispositivo antes de la adición de lodo. Esto reduce la compactación de la capa superficial de arena mejorando la capacidad de filtración.

El lodo para descargar a los lechos de secado debe estar adecuadamente digerido. Lodos pobremente digeridos son ofensivos a los sentidos especialmente al olfato y el proceso de secado es sumamente lento.

Así mismo, el lodo que ha permanecido en el digestor mayor tiempo del necesario también tiene un proceso de secado muy lento. Es decir, que los dos extremos, la pobre digestión o un tiempo de digestión mayor al necesario son perjudiciales. Los aceites, grasas y otros residuos oleosos obturarán los poros de la arena y no deben ser descargados a los patios de secado.

El lodo removido del patio de secado puede ser dispuesto en el relleno sanitario o almacenado por un tiempo para lograr una mayor deshidratación y de esta manera un menor volumen y peso que facilite el transporte hacia el lugar de disposición final.

Los lodos deben ser esparcidos correctamente por el área del patio de secados, de manera que las capas de lodos no sobrepasen los 40 cm de espesor, propuestos en el diseño de patio de secado.

Una de las mejores herramientas es la pala plana y el tridente. Con el tridente, el lodo seco puede ser removido con mucha menor pérdida de arena que con la pala. En todo caso, siempre será necesario reponer la arena perdida que se adhiere en el fondo de la capa de lodo seco.

Un equipo de gran ayuda es la carretilla para retirar el lodo al punto de disposición final, para lo cual se deben colocar tablas para facilitar el desplazamiento de la carretilla.

De acuerdo con el diseño de patio de secado propuesto, el tiempo de remoción de los lodos de los patios será aproximadamente de 30 días. Sin embargo, una señal de que los lodos han sido deshidratados correctamente es cuando estos se encuentran agrietados.

Es importante que las arenas que funcionan como medio filtrante, se encuentren limpias, y cambiarlas cada vez que sea necesario.

Además, verificar que las tuberías de drenaje se encuentren libres de obstrucciones y limpias.

5.9 ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES INACCESIBLES AL ALCANTARILLADO SANITARIO.

Como se mencionó en el capítulo IV, algunos sectores del municipio quedaron fuera de la posibilidad de conectarse dentro de la red de alcantarillado sanitario debido a la topografía del lugar, por ende, se presentan algunas alternativas individuales para la disposición aguas residuales; en las cuales se establecerán los criterios técnicos sanitarios, para la instalación y mantenimiento.

Se plantea las siguientes alternativas:

- Fosa Séptica
- Letrina Abonera Seca Familiar (LASF)
- Letrina Solar
- Letrina de Hoyo Modificado Con o Sin Ventilación.

5.9.1 FOSA SÉPTICA

Los sistemas de fosa sépticas comúnmente son utilizados en el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades que no cuentan con servicios de alcantarillado o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía. Estos sistemas se pueden utilizar en localidades rurales o urbanas y generalmente están compuestas por tanques sépticos y unidades de postratamiento del efluente, tales como: pozos de adsorción, zanjas de infiltración y zanjas de área filtrante.

5.9.1.1 ELEMENTOS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE TRATAMIENTO INDIVIDUAL DE AGUAS NEGRAS

- TANQUE SÉPTICO

El tanque séptico recibe las aguas negras provenientes de los servicios sanitarios del inmueble, separando los sólidos de los líquidos en dos cámaras de sedimentación. (ver figura 5.14)

Las funciones que se efectúan dentro del tanque séptico son:

- TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Las aguas negras dentro del tanque se encuentran expuestas a la descomposición por efecto de las bacterias y de procesos naturales. Las bacterias que proliferan son del tipo anaeróbicas, las cuales se desarrollan en ausencia de aire es decir de oxígeno libre elemental. El tipo de descomposición que se lleva a cabo y que produce el tratamiento de aguas negras por condiciones anaeróbicas se denomina "séptico".

- ALMACENAMIENTO DE SÓLIDOS Y NATAS

Los lodos se acumulan en el fondo del tanque, mientras que la nata flota hasta la superficie del líquido; los lodos y la nata deben ser digeridos a través del tiempo de retención en el tanque séptico reduciendo su volumen.

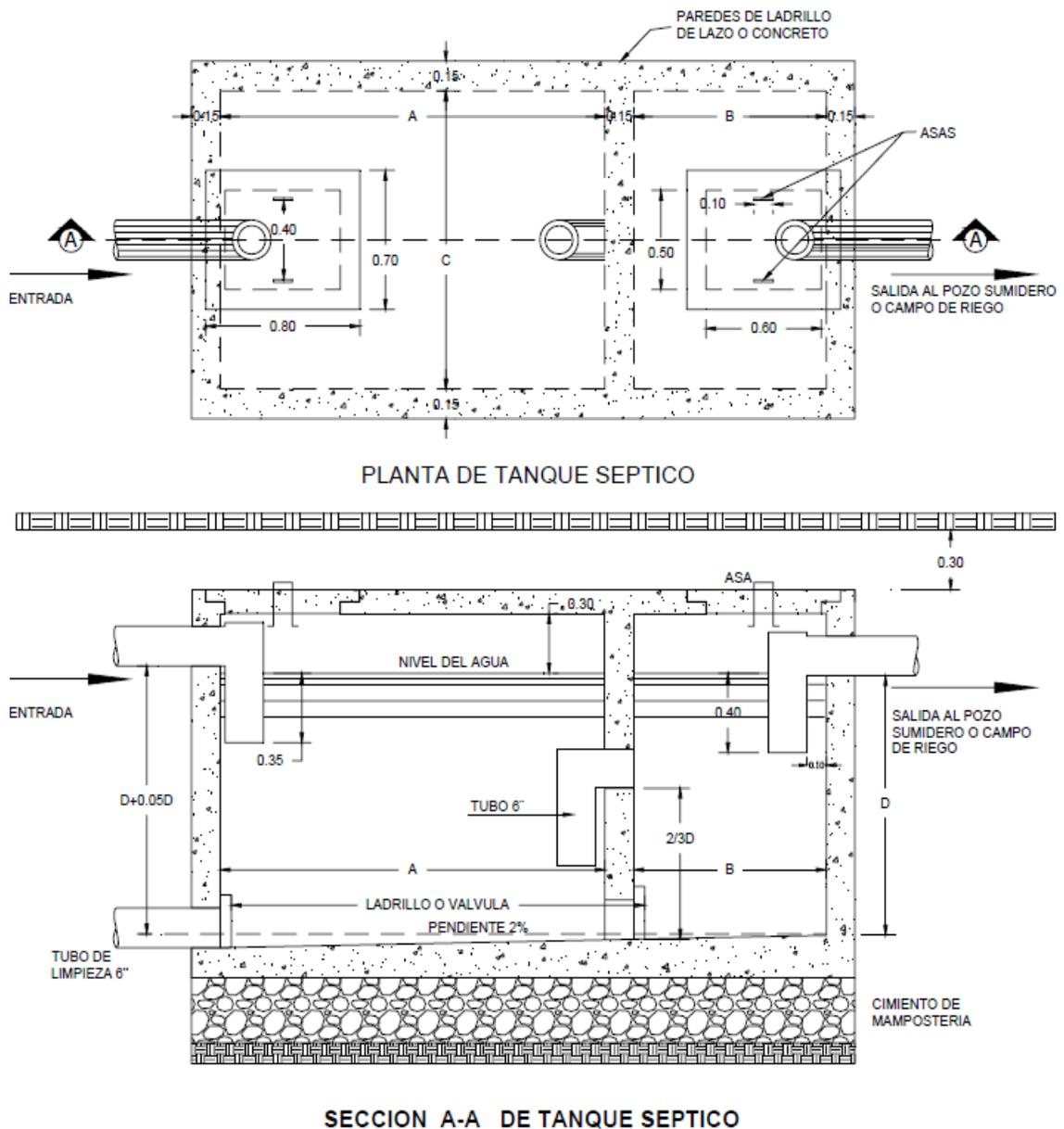


Figura 5. 15 esquema de tanque séptico, usado para el dimensionamiento
Fuente: Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador.

Las dimensiones del tanque séptico se determinan en función del número de personas, para su correcto diseño se tienen la tabla siguiente (número 5.45) proporcionada por el Ministerio de Salud, observar además el esquema de la figura 5.15.

Tabla 5. 45 dimensiones de un tanque séptico de acuerdo con el número de personas. Dimensiones correspondientes a la figura tal, esquema de tanque séptico

fuelle: MINSAL

No. De personas	A	B	C	D
7 o menos	2.00	1.00	1.00	1.30
9	2.30-	1.15	1.00	1.30
12	2.60	1.30	1.15	1.30
15	3.00	1.45	1.30	1.30
50	5.40	2.60	1.60	1.60
100	6.60	3.30	2.00	2.00

En los tanques sépticos se debe construir mampara intermedia si el número de personas excede de 15.

Los tanques sépticos deben limpiarse como máximo cada 2 años, o al presentarse problemas de obstrucciones. El efluente del tanque séptico ira a un pozo sumidero o a un campo de riego. Debe usarse campo de riego en aquellos lugares donde el nivel freático este poco profundo, o donde el terreno es poco permeable.

- **POZO DE ABSORCIÓN**

El pozo de absorción es un elemento opcional de infiltración. Es el elemento final de la fosa séptica, que recibe los líquidos provenientes del tanque séptico o trampa para grasa. El pozo de absorción permite el tratamiento de los líquidos a

través de materiales pétreos como piedra, grava y arena, previo a la disposición final al cuerpo receptor (suelo).

Para mantener la verticalidad y buen funcionamiento del pozo de absorción se recomienda colocar el material filtrante de la siguiente manera:

- Del fondo del pozo de forma ascendente colocar una capa de arena limpia.
- Sobre la capa de arena colocar una capa de grava.
- De la capa de grava hasta 50 centímetros debajo de la caída del efluente colocar piedra cuarta.

El espesor de cada una de las capas a colocar dependerá de la profundidad del pozo. La distribución de las capas debe ser lo más equitativa posible en cuanto a su espesor.

- PRUEBA DE INFILTRACIÓN PARA DETERMINAR PROFUNDIDAD DE POZO DE ABSORCIÓN

Se recomienda que el suelo donde se haga la prueba no esté saturado de agua, si la prueba se realiza en época lluviosa, es preferible esperar como mínimo dos días sin lluvia para efectuarla. La ejecución de la prueba de infiltración será responsabilidad de la persona natural o jurídica solicitante, con asesoría del delegado de la Unidad de Salud respectiva. La prueba se realiza mediante la técnica descrita a continuación:

La excavación donde se deposita el agua debe tener 0,30 metros X 0,30 metros de base X 0,35 metros de profundidad.

Después de finalizar la excavación, se coloca una capa de 5 centímetros de arena gruesa o grava en el fondo. Llenar con agua en toda la altura de la excavación y dejar que se consuma totalmente.

Llenar nuevamente para saturar el suelo hasta una altura del agua de 15 centímetros a partir del fondo y se determina el tiempo en el que el agua baja 2,5 centímetros.

Si el tiempo es mayor de 30 minutos, es un terreno inadecuado por lo que ya no se recomienda la instalación del pozo de absorción y se sugiere la instalación de un sistema de arena filtrante. Si el tiempo es menor o igual a 10 minutos es un terreno arenoso o muy permeable.

Con el tiempo de infiltración se determina el coeficiente de absorción del suelo de acuerdo con la tabla 5.46.

Tabla 5. 46 determinación de coeficiente de absorción

Fuente: Ministerio de salud pública y asistencia social dirección de regulación dirección general de salud unidad de atención al ambiente.

Tiempo de infiltración(min)	Coeficiente de absorción(m²/per/día)
1	0.88
2	1.08
3	1.20
4	1.35
5	1.44
6	1.60
7	1.75
8	1.90
9	2.08
10	2.25
11	2.40
12	2.58
13	2.75
14	2.88
15	3.02
16	3.15
17	3.25
18	3.38

19	3.52
20	3.62
21	3.71
22	3.83
23	3.94
24	4.03
25	4.11
26	4.20
27	4.28
28	4.35
29	4.42
30	4.50

El esquema del pozo de absorción se presenta en la siguiente figura:

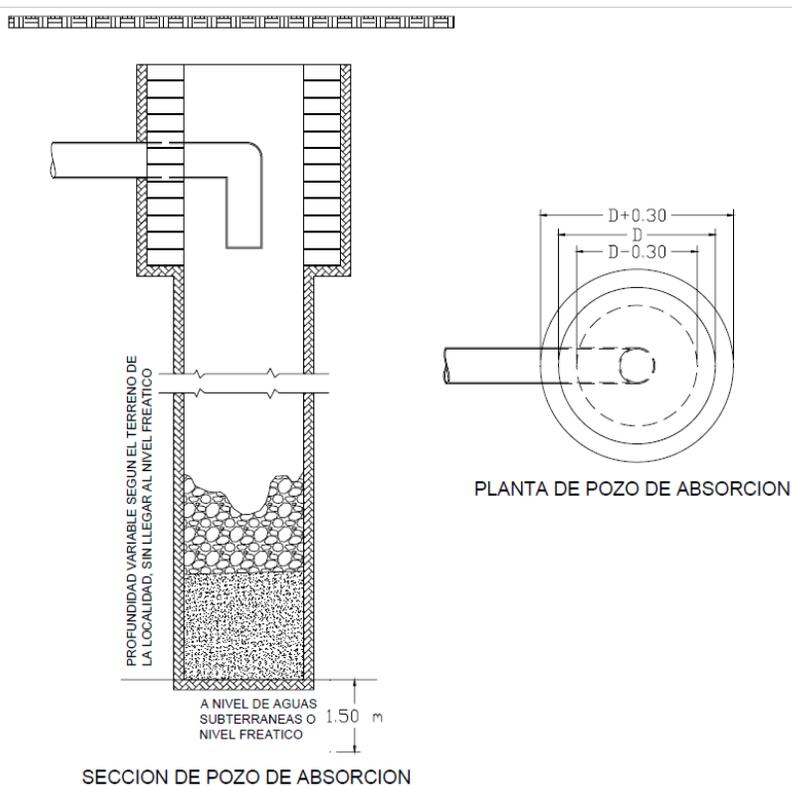


Figura 5. 16 esquema de pozo de absorción

Fuente: Ministerio de salud pública y asistencia social dirección de regulación dirección general de salud unidad de atención al ambiente.

5.9.2 LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR (LASF)

Llamada también como letrina ecológica. Se denomina Letrina, porque cumple la función de eliminar las excretas; abonera, porque en un periodo de tiempo determinado es capaz de producir abono orgánico de las excretas y de la tierra seca, ceniza o cal, en un proceso aeróbico anaeróbico; seca, porque al introducir tierra seca, ceniza o cal a las excretas, el contenido, que en un principio es húmedo, se seca y familiar, porque su diseño simple y cómodo permite ser utilizado por los miembros de una familia rural³¹

5.9.2.1 CRITERIOS DE UBICACIÓN PARA LETRINAS DE TIPO LASF O SOLAR

- Que exista riesgo de contaminar cuerpos de agua con otro tipo de letrina.
- Que las características del predio de la vivienda no permitan la construcción de otro tipo de letrinas.
- La distancia mínima entre la letrina y líneas de colindancia debe ser de 1 metro.
- Para su localización, debe tomarse en cuenta el patrón de lluvia de la zona, a efecto de evitar al máximo la introducción de agua en su interior, así mismo, por las condiciones propias de este tipo de letrina, no debe construirse bajo sombra, especialmente si se trata de letrina solar.
- Se deben instalar en zonas costeras, por las características hidrogeológicas de la zona.

5.9.2.2 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINAS ABONERAS SECAS FAMILIARES (LASF)

Para el uso y mantenimiento de la letrina abonera seca familiar se debe cumplir con los siguientes requisitos:

³¹ MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL (Norma Técnica Sanitaria Para La Instalación, Uso Y

- Cuando la letrina (LASF) esté lista para su uso, se debe sellar primero la taza de la cámara que no se utilizará; posteriormente, se debe colocar en la cámara donde se iniciará el proceso, una capa de aproximadamente 0.03 metros de espesor de cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción.
- Después de cada defecación debe agregarse una medida equivalente a media libra de material secante, de tal manera que cubra los excrementos, teniendo el cuidado de no obstruir el conducto de la orina al momento de aplicar dicho material. Para tal efecto, se debe utilizar cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- El contenido de la cámara debe revolverse como mínimo una vez por semana a fin de homogenizar el material en proceso de degradación; continuando de esta manera hasta su llenado. Para tal efecto, debe utilizarse un instrumento preferiblemente de madera cuyo extremo permita realizar este procedimiento y que solamente sea utilizado para tal fin.
- Cuando el nivel de llenado ha llegado aproximadamente a 0.10 metros, medido desde la parte inferior de la plancha, la cámara debe cubrirse con cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción hasta llegar a la plancha, sellando la tapadera con mezcla de cemento pobre de proporción de una medida de cemento por ocho de arena o utilizando plástico con hule para su sostén. Posteriormente, debe iniciarse el uso de la segunda cámara siguiendo el mismo procedimiento.
- Cuando la segunda cámara esté por llenarse, se debe extraer el producto de la primera cámara; siempre y cuando haya transcurrido un tiempo mínimo de reposo de 6 meses.

- Cuando el contenido extraído de las cámaras tenga un aspecto seco y no presentara malos olores, éste debe enterrarse de inmediato a una profundidad no mayor de los 0.60 metros con una cubierta de tierra de 0.30 metros; y en caso que sea pastoso o que el nivel freático sea demasiado superficial, éste debe asolearse hasta lograr que esté seco, teniendo cuidado en la manipulación del mismo y verificando que el lugar destinado para el secado sea adecuado, a fin de evitar riesgos de contaminación en el agua y los alimentos, malos olores y proliferación de insectos.

Dentro de la letrina debe ubicarse un depósito de aproximadamente 20 Litros para el almacenamiento del material secante a utilizar y un depósito más pequeño que pueda contener un aproximado de media libra como mínimo (de material secante), con el que se debe realizar la aplicación directa después de cada uso.

- Con la finalidad de optimizar la capacidad de las cámaras y el proceso de degradación del material contenido en éstas, no debe depositarse el papel de desecho dentro de las cámaras de la letrina. El papel de desecho debe no debe colocarse dentro de la cámara.
- Aproximadamente a los 6 meses (tiempo mínimo), se debe realizar el vaciado de la cámara respectiva previa separación de la compuerta ubicada en la parte trasera de la cámara, utilizando para ello las herramientas adecuadas.
- Se debe revisar frecuentemente la salida del drenaje de la orina a fin de eliminar cualquier objeto que pudiera obstruirlo o producir malos olores.

- Se debe mantener la letrina en condiciones higiénicas, realizando limpieza periódica de la misma, dentro y en el entorno de ésta. Esto incluye, la limpieza de la taza con agua y jabón o detergentes (utilizando para ello, esponjas o similares como tela húmeda), a fin de evitar al máximo que se introduzcan líquidos dentro de la cámara. Al depósito de la orina, debe aplicársele suficiente agua con cal a efecto que disminuyan los malos olores, limpie las mangueras de drenaje y evite al máximo la proliferación de insectos que son propios de estos ambientes. Posterior a este proceso de limpieza, se debe tomar las medidas higiénicas necesarias para evitar daños a la salud.
- El piso de la letrina debe permanecer limpio y completamente seco.
- La taza debe mantenerse tapada después de su uso.
- Se debe realizar en forma oportuna cualquier reparación que amerite en su infraestructura.
- No debe usarse como bodega, ni darle otros usos distintos para los que fue construida.
- Antes de usar nuevamente una de las cámaras de la letrina que ha sido desocupada recientemente, debe esperarse a que ésta se encuentre completamente seca y depositar una capa de material secante de aproximadamente 0.03 metros de espesor de cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- Cuando la cámara presente humedad sin presencia de gusanos, se debe duplicar la cantidad de material secante. La remoción se debe realizar diariamente, hasta que el problema desaparezca. Se debe investigar la

causa que provoca el problema de humedad en la cámara, a fin de corregir el problema en forma definitiva.

- Cuando la cámara presente humedad con presencia de gusanos, se debe aplicar ceniza caliente, teniendo cuidado de no dañar la manguera de drenaje de la orina, duplicando la dosis de material secante y removiendo diariamente hasta que el problema desaparezca.

5.9.2.3 ESQUEMA DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINA TIPO LASF

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en juego de planos anexo “Esquemas de Letrinas Aboneras Secas Familiares (LASF)”

5.9.3 LETRINA SOLAR (LS)

Se trata de una modificación de la letrina abonera descrita anteriormente. Consta de una sola cámara, que ha sido prolongada unos 60 cm fuera de la caseta, la tapa de esta prolongación se cubre con una lámina metálica pintada de negro que calienta el material en la cámara y acelera su secado.

Quincenalmente se levanta la tapa metálica y con un azadón se arrastra el excremento sólido mezclado con papel y ceniza o cal, para situarlo debajo de la plancha metálica.

Es aconsejable colocar una chimenea de aireación que termine por encima del techo de la caseta. El tubo de aireación no debe permitir la entrada de agua de lluvia y debe estar provisto de una rejilla para no permitir la salida de las moscas, que naturalmente buscan la luz.

5.9.3.1 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINA SOLAR

Para el uso y mantenimiento de la letrina (LS), se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Antes de usar la letrina por primera vez, se debe esparcir una capa de material secante, aproximadamente de 0.005 metros, utilizando cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- No debe orinarse dentro de la cámara que colectará las heces.
- Con la finalidad de optimizar la capacidad de las cámaras y la degradación de la materia contenida en éstas, el papel de desecho no debe colocarse dentro de la cámara.
- La letrina no debe usarse como bodega o darle otros usos distintos para lo cual fue construida.
- Al usar la letrina, debe sentarse sobre la taza correctamente, con el fin de no mezclar la orina con las heces y después de usarla, debe mantenerse tapada.
- Después de cada defecación, debe esparcirse un aproximado de media libra de cal, ceniza o una combinación de ambas en proporciones iguales.
- Cada vez que se le agregue el material secante dentro de la cámara de la letrina, se debe tener cuidado que no caiga dicho material en el depósito separador de la orina.
- Debe mantenerse en condiciones higiénicas, limpiarse diariamente por dentro y en su entorno.
- Cada 7 días se deben mover las heces hacia la cámara solar en uso, utilizando para ello un instrumento preferiblemente de madera, que permita realizar este procedimiento y que solamente sea utilizado para tal fin. Una vez en la cámara, se debe revolver el contenido, con el objeto de homogeneizarlo. Al llenarse la cámara en uso, debe utilizarse la segunda

siguiendo el mismo procedimiento, lo cual permitirá que el contenido de la primera permanezca como mínimo 45 días en reposo.

- Después de 45 días, si el producto presenta una consistencia seca y libre de gusanos, debe enterrarse.
- Una vez por semana como mínimo, debe lavarse la taza con agua y jabón o detergente, incluyendo el depósito de orina de la taza, teniendo especial cuidado de no mojar las heces dentro de la cámara.

5.9.3.2 ESQUEMA DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINA SOLARES

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en el juego de planos anexo. “Esquemas de Letrinas Solares (LS)”

5.9.4 LETRINA DE HOYO MODIFICADO LHM

Es una letrina de foso simple, en donde se utiliza la técnica de separación de excretas, por medio de un asiento que tiene un dispositivo para separar la orina de las heces; propiciando también de esta manera la deshidratación de las heces, que permite estabilizar la materia fecal, es por esto por lo que se considera como una letrina de tipo seca. Cuando se le incorpora un tubo de ventilación esta letrina se le llama Letrina de Hoyo Seco Modificada con Ventilación.

5.9.4.1. CRITERIO PARA LA UBICACIÓN DE LETRINA DE HOYO MODIFICADA CON O SIN VENTILACIÓN.

- El suelo debe presentar una consistencia que permita la excavación del foso sin deformaciones en su interior.
- Debe ubicarse en terrenos que no presenten riesgos de deslizamientos de tierra.
- Debe ubicarse en terrenos secos y en zonas libres de inundaciones previa observación de los niveles de inundación en época de invierno.

- De preferencia para su instalación, la sección posterior de la caseta debe estar orientada en sentido contrario a los vientos predominantes y el patrón de lluvia de la zona.
- La distancia mínima vertical entre el fondo del foso de la letrina y el nivel freático debe ser de 3 metros en época lluviosa.
- Que no existan riesgos de contaminación de fuentes de agua existentes, como pozos, afloramientos superficiales, ríos y similares.
- La distancia mínima entre la letrina y cualquier vivienda debe ser de 2 metros.
- La distancia mínima entre la letrina y líneas de colindancia debe ser de 2 metros.
- La localización de la letrina con respecto a cualquier fuente de suministro de agua (pozos) dentro del predio o en predios vecinos debe ser de 15 metros como mínimo; así mismo, debe tomarse en cuenta la dirección en que corre el agua subterránea, a fin de no ubicar una letrina de hoyo modificada con dirección de la corriente hacia el pozo o fuente natural de suministro de agua, caso contrario, se debe utilizar una de las alternativas de letrina tipo abonera o solar.

5.9.4.2 USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINA DE HOYO MODIFICADO CON VENTILACIÓN

Para el uso y mantenimiento adecuado de la letrina de Hoyo Modificada con o sin ventilación, se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Antes de iniciar el uso de la letrina, se debe aplicar una capa de aproximadamente 0.05 metros de espesor de cal, ceniza o una combinación de ambas en el fondo del foso.
- Para evitar la entrada de líquidos al foso, especialmente orina, el usuario debe sentarse correctamente al usar la letrina, y no debe usarse para orinar estando de pie.

- Con la finalidad de incrementar la vida útil de la letrina, el papel de desecho no debe depositarse dentro del foso. Este debe depositarse en un recipiente tapado a fin de evitar malos olores y proliferación de vectores. Posteriormente, debe ser entregado al camión recolector de basura o enterrarlo junto con los desechos sólidos comunes.
- La letrina debe mantenerse tapada después de su uso y no debe ser utilizada como bodega o darle otros usos distintos para lo cual fue construida.
- En época de invierno, se debe tener el cuidado de limpiar y despejar el entorno de la letrina, a fin de evitar acumulación de agua originada por el escurrimiento superficial.
- Se debe lavar como mínimo semanalmente la taza de la letrina con agua y jabón, utilizando para ello esponjas o similares o tela húmeda, para así evitar que entre líquido dentro del foso; se debe limpiar el interior de la taza, raspando con un instrumento adecuado que permita eliminar restos de materia fecal y material secante que pudiera tener adheridos y que solamente sea utilizado para tal fin. Se deben tomar en cuenta las recomendaciones higiénicas respectivas posteriores a la limpieza de la letrina.
- Las excretas deben cubrirse con material secante una vez por semana como mínimo. Para tal efecto, se debe utilizar cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción, agregando una medida equivalente a una libra de dicho material.
- La letrina debe sellarse cuando el nivel de excretas se encuentre a 0.50 metros medidos de la parte inferior de la plancha. El foso debe sellarse con tierra hasta alcanzar el nivel natural del terreno.

5.9.4.3 ESQUEMAS DE CONSTRUCCIÓN DE LETRINAS DE HOYO MODIFICADO

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en el juego de planos anexo “Esquemas de Letrinas de Hoyo Modificado (LHM)”

Tabla 5. 47 dimensiones y componentes de los tipos de letrinas

Fuente: Ministerio de salud pública y asistencia social (Norma Técnica Sanitaria para la instalación, uso y mantenimiento de letrinas secas sin arrastre de agua.

COMPONENTE	LHM SIN VENTILACION	LASF	LS
DIMENSIONES DE LA BASE			
Ancho	1.15 m	1.30 m	Norte 1.20 m Sur 1.10 m
Largo	1.50 m	1.80 m	1.90 m
Espesor mínimo en el centro		0.15 m	0.15 m
Espesor mínimo en los extremos		0.25 m	0.25 m
Espesor máximo en caso de inundaciones		0.60 m	0.60 m
DIMENSIONES DE CAMARA U HOYO			
Largo	Hoyo 0.90 m	Cámara 1.70 m	Cámara 1.20 m
Ancho	0.60 m	1.20 m	1.00 m
Profundidad	De 2.0 a 3.0 m	-	-
Alto	-	0.85 m	0.41 m
Altura frontal	-	-	0.41 m
Altura posterior	-	-	0.22 m
INSTALACION DE PLANCA			
	1u	2u	1u
TAZA	1u	2u	1u
GRADAS ³²			
Huella	-	0.30 m	0.30 m
Contrahuella	-	0.20 m	0.20 m

³² Cuando existan personas discapacitadas se considerarán rampas de acceso especiales

DEPOSITO PARA CONFINAMIENTO DE LA ORINA			
Volumen Mínimo(0.40mx0.40mx0.50m) Ancho, Largo Y Alto Respectivamente, Si El Terreno Es Permeable, En Caso Contrario Usar Deposito Plástico	1u	2u	1u
UBICACIÓN BAJO TERRENO NATURAL	0.10 m	0.10 m	0.10 m
TUBO DRENAJE DE ORINA	Manguera plástica transparente $\phi 1''$	Manguera plástica transparente $\phi 1''$	Manguera plástica transparente $\phi 1''$
DIMENSIONES DE CASETA			
Largo	1.40 m	1.70 m	1.30 m
Ancho	1.05 m	1.20 m	1.20 m
Altura mínima en la selección frontal hasta la pared	1.80 m	1.80 m	1.80 m
Altura mínima en la selección posterior hasta la pared	1.70 m	1.70 m	1.70 m
Ancho mínimo	0.70 m	0.70 m	0.70 m
Ancho máximo	0.90 m	0.90 m	0.90 m
Altura mínima	1.60 m	1.60 m	1.60 m
INSTALACION DE TECHO ³³	2 láminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yarda No. 26	2 láminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yarda No. 26	2 láminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yarda No. 26
COMPUERTA DE LAS CAMARAS (0.40mx0.40m) ancho y alto respectivamente	-	-	1.00mx0.80m
TUBO DE VENTILACION	TUBO 3 $\phi 3''$ PVC, 80 PSI	-	-
PASAMANOS (opcional)	-	1u	-
URINARIOS PARA HOMBRES	1u	1u	1u

³³ Se podrán utilizar otros materiales que sean técnicamente funcionales tales como: Fibrocemento, Zinc-Aluminio,

Laminas Plásticas o Fibra de Vidrio

**CAPITULO VI:
ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS Y
PRESUPUESTO**

6.1 ALCANTARILLADO SANITARIO

6.1.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Antes de realizar el presupuesto del alcantarillado sanitario, se debe conocer las especificaciones técnicas mínimas que se deben cumplir respecto a este, ya que son necesarias para poder verificar la calidad de materiales y normativa respectiva, así como también describir en cada actividad los procesos constructivos.

6.1.1.1 LIMPIEZA Y CHAPEO DE LA ZONA

La actividad consiste en retirar el material vegetal y lodos acumulados en la zona de trabajo, antes de iniciar las demoliciones y la colocación de tuberías. El material resultante de esta actividad debe ser llevado a los botaderos o sitios autorizados por el Contratante y el Supervisor, a fin de que no pueda presentarse ningún reclamo a contra la municipalidad o contra el encargado de la obra.

Tabla 6. 1 Materiales, herramientas y mano de obra, para limpieza previa a instalación de alcantarillado sanitario.

Fuente: propia

Materiales	- N/A
Herramientas para utilizar	- Rastrillos - Escobas - Cubetas - Piochas - Palas - Carretillas - Camión o pick up
Mano de Obra	- Maestro de Obra - Auxiliares

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO.**

Se procederá a medir la superficie en metros cuadrados (m²) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado, pagando el área que resulte de la medida al precio unitario aprobado en el plan de propuesta. El transporte de los materiales removidos está incluido en el precio unitario.

6.1.1.2 TRAZO Y NIVELACION

Este trabajo consiste en colocar el estacado necesario y suficiente para identificar en el terreno, los ejes de la tubería, estructuras principales y obras complementarias, así como también las longitudes, anchos y niveles para ejecutar las excavaciones indicadas en los planos. Esto debe realizarse antes de iniciar el desmontaje, limpieza, descapote o ruptura de pavimentos.

El constructor deberá realizar los trabajos topográficos necesarios para el trazo y replanteo de la obra, tales como: ubicación y fijación de ejes y líneas de referencia por medio de puntos ubicados en elementos inamovibles, las instalaciones existentes de agua potable, ductos telefónicos enterrados, postes de energía eléctrica y de teléfonos, etc.

Los niveles y cotas de referencia indicados en los planos se fijan de acuerdo con estos y después se verificarán las cotas del terreno.

El constructor no podrá continuar con los trabajos correspondientes sin que previamente se aprueben los trazos por el supervisor. Esta aprobación debe anotarse en la bitácora. Cualquier modificación en los perfiles deberá recibir previamente la aprobación de la supervisión.

El costo de ejecución de los trabajos de topografía dependerá del área y del relieve de la región.

Tabla 6. 2 Materiales, mano de obra y herramientas, para partida: Trazo y nivelación

Fuente: propia

Materiales	<ul style="list-style-type: none"> - Madera - Clavos - Cordel - Manguera para nivelar - Alambre de amarre
Herramientas para utilizar	<ul style="list-style-type: none"> - Plomadas - Cintas - Sierra o serrucho - Martillo
Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> - Ingeniero residente - Maestro de obra - Albañil - Auxiliar

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Se hará la medida de superficie en metros cuadrados (m²) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado, pagando el área que resulte de la medida al precio unitario aprobado en el plan de propuesta.

6.1.1.3 EXCAVACIÓN DE ZANJAS

Esta actividad se refiere a las excavaciones de las zanjas donde se instalarán las tuberías para los colectores y las excavaciones necesarias para la construcción de pozos de visitas y cajas de registro indicados en los planos.

La excavación podrá hacerse a mano o utilizando maquinaria. Si se emplea equipo mecánico, la excavación deberá estar próxima a la pendiente de la base de la tubería, dejando la nivelación del fondo de la zanja por cuenta de la excavación manual. Las zanjas que van a recibir los colectores se deberán

excavar de acuerdo con una línea de eje (coincidente con el eje de los colectores), respetándose el alineamiento y las profundidades indicadas en los perfiles de los planos.

El ancho de las zanjas dependerá del tamaño de los tubos, de la profundidad de la zanja, y de la naturaleza del terreno ya que de acuerdo con esto se puede conocer la necesidad o no de entibación, así como también de la conformación de taludes en las paredes laterales. En la Tabla 6.3, se presenta valores de ancho recomendables en función a la profundidad y diámetro de la tubería.

Tabla 6. 3 ancho de zanjas a excavar según el diámetro de la tubería

Fuente: Especificaciones técnicas para construcción de alcantarillado OPS.

DIAMETRO NOMINAL		ANCHO DE ZANJA	
mm	Pulg.	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
100	4	45	70
150	6	45	75
200	8	50	80
250	10	55	85
315	12	60	90
400	16	70	100
450	18	75	105
500	20	80	110

El ancho de la zanja debe ser suficiente para el ingreso del trabajador y que pueda maniobrar la tubería para su colocación.

El material excavado deberá ser colocado a una distancia que no comprometa la estabilidad de la zanja y que no propicie su regreso a la misma, sugiriendo una distancia del borde de la zanja equivalente a la profundidad del tramo no entibado y no menor de 40 cm.

En el caso de excavaciones profundas como en los pozos N° 76, 77 Y 78 donde se tiene alturas de 4.24, 6.36 y 8.44 m respectivamente, las excavaciones deben tener las dimensiones de diseño aumentadas, debido a la colocación de entibado y formaletas. Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad. El contratista debe proteger las excavaciones de posibles derrumbes que pudieran ocasionar daños al personal que labora en el proyecto, así como a la misma excavación.

Cuando se hagan zanjas en terrenos inestables y/o, profundidades mayores de 1.50 metros o con piedras que sobresalgan de las paredes del zanjo, se colocarán ademes de madera, metal o cualquier material adecuado que soporten los empujes causados por derrumbes de las paredes de la zanja. Las características, y formas serán definidas por el Supervisor, y el Contratista, siendo este el único responsable de los daños y perjuicios que directa o indirectamente se deriven por fallas de los ademados. Todos los gastos de compra de materiales de construcción, instalación y desmontaje de estos correrán por cuenta del Contratista.

Tabla 6. 4 Materiales, herramientas y mano de obra para partida: excavación de zanjas

Fuente: propia

Materiales	- N/A
Herramientas para utilizar	- Palas - Piochas - Carretillas - Azadón - Camión o pick up
Mano de Obra	- Maestro de obra - Auxiliares - Ingeniero residente

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Se hará la medida de volumen en metros cúbicos (m³) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado por la profundidad, pagando el volumen que resulte de la medida al precio unitario.

6.1.1.4 COMPACTACION DE ZANJAS

Una vez finalizadas las excavaciones, se procede a preparar la primera a capa a compactar de la zanja, ya que sobre ella se colocará la tubería, dicha capa debe ser con suelo cemento fluido en proporción 20:1.

Posteriormente se deberá tener el cuidado necesario para compactar el material en los costados de la tubería usando especialmente material selecto. Por lo tanto, para esta capa también se deberá colocar suelo cemento fluido en proporción 20:1, (lodocreto), con el fin de no dañar la tubería con las compactaciones. No se permitirá que opere equipo pesado sobre una tubería hasta que esta se haya rellenado y cubierto por lo menos con cincuenta centímetros de material fluido. Ningún pavimento ni material se colocará sobre ningún relleno hasta que éste haya quedado perfectamente compactado y asentado y además haya sido aprobado por la Supervisión.

La compactación se deberá ejecutar de tal manera que la densidad obtenida sea de acuerdo con la densidad según norma T-180 de la AASHTO (ASTM D 1557), con el fin de conseguir una compactación mínima del 90% del Proctor determinado en el laboratorio para el material que esté usándose.

Se deberá tener cuidado especial para obtener una adherencia efectiva entre las diferentes capas, entre el terreno excavado y las capas de relleno.

Tabla 6. 5 Materiales, herramientas y mano de obra para partida: Compactación de zanjas.

Fuente: propia

Materiales	<ul style="list-style-type: none"> - Cemento - Material selecto - Agua - Combustible
Herramientas para utilizar	<ul style="list-style-type: none"> - Palas - Compactadora - Carretillas - Camión
Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> - Ingeniero residente - Maestro de obra - Auxiliares

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Se hará la medida de volumen en metros cúbicos (m³) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado por la profundidad, pagando el volumen que resulte de la medida al precio unitario aprobado en el plan de propuesta. Todo pago se realizará a través de planillas, facturas y/o recibos.

6.1.1.5 POZOS DE VISITA

Los pozos de visita se construirán conforme a lo indicado en los planos.

Los pozos constan de las siguientes partes:

- Base del pozo
- Cilindro Principal
- Chimenea o cono de acceso
- Otros elementos: escalones de barras de acero y tapaderas.

Esencialmente se considerarán dos diferentes tipos de pozos llamados:

- Pozos sin refuerzo
- Pozos con refuerzo

El pozo sin refuerzo se utilizará, sin importar el diámetro de las tuberías a él conectadas, para profundidades menores de 6.0m. El diámetro interno de el pozo sin refuerzo será de 1.20m. La base del pozo será construida en mampostería de piedra con espesor de 0.40m., mientras que el cilindro principal y la chimenea de acceso serán construidos con mampostería de ladrillo de obra.

La mampostería de ladrillo de obra será tipo trinchera como se muestra en los planos y el mortero utilizado serán de 1:4. Además las paredes interiores llevarán repello con mortero 1:3 y en su fondo tendrá 5cm de concreto simple.

En el caso de los pozos con refuerzo se utilizarán soleras de coronamiento de 30x25(cm) compuestas por 4 varillas de acero de 1/2" de diámetro y estribos con varillas de 1/4" de diámetro a cada 15 cm. El concreto a utilizar será de una resistencia de $f'c$ de 210 kg/cm².

Además, se construirán cajas de sostén en los dos tipos de pozos de visita siempre que el desnivel entre cualquier tubería de entrada y el fondo exceda de 1.0m.

Se colocarán estribos con barras de acero de 5/8" de diámetro para habilitar las escaleras de acceso. Además, se colocará tapaderas de hierro fundido de 0.6m de diámetro, para ambos tipos de pozos.

Los pozos de visita deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuará la supervisión del proyecto.

Tabla 6. 6 Materiales, herramientas y mano de obra para partida: pozos de visita

Fuente: propia

Materiales	<ul style="list-style-type: none"> - Cemento - Arena - Grava - Agua - Combustible - Ladrillo de barro - Acero de refuerzo de 5/8" - Acero de 1/2"
Herramientas para utilizar	<ul style="list-style-type: none"> - Palas - Carretillas - Plomada - Cucharas de albañil - Cubetas - Nivel de caja
Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> - Ingeniero residente - Maestro de obra - Auxiliares - Albañiles - Armador

- La medición y forma de pago para los pozos de visita será por unidad.

6.1.1.6 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE PVC

Esta especificación se aplicará a todas las tuberías de P.V.C., incluyendo accesorios.

La tubería para alcantarillado utilizada será de junta rápida, mínimo de 100 PSI, deberán satisfacer las normas ASTM-F949, con empaque ASTM F-477. Se deberá respetar los diámetros establecidos en los planos.

Los accesorios tendrán un tipo de unión compatible con la descrita para la tubería y estarán diseñados para trabajar a una presión igual a la especificada para la tubería.

Las uniones no deberán sufrir desplazamientos y mantendrán a los tubos y accesorios en su lugar.

- **TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO:**

Se deberá efectuar el transporte desde la fábrica hasta el lugar de las obras, siguiendo las normas y recomendaciones del fabricante sobre manejo, embalaje y transporte. El almacenamiento de la tubería P.V.C deberá efectuarse de conformidad con las recomendaciones del fabricante, resguardando la tubería de la acción directa y prolongada del sol. La tubería deberá almacenarse de manera que los tubos no sufran deformaciones, deflexiones, torceduras, aplastamientos o daños permanentes.

- **INSTALACIÓN DE TUBERÍAS:**

Las tuberías de PVC deberán instalarse a las cotas, pendientes longitudinales y detalles indicados en los planos. Cuando no se especifique claramente, el fondo de la zanja se deberá conformar cuidadosamente según el perfil de la cara inferior de la tubería, de manera que al colocar la tubería ésta quede apoyada en todo su cuerpo y no solo sobre sus campanas o uniones, además la superficie de apoyo deberá ser uniforme y libre de piedras o protuberancias que puedan dañar la tubería.

En los casos de zanjas profundas mayores de 2m, se recomienda que las tuberías sean bajadas por lazos en sus extremos.

Las tuberías de PVC se deberán instalar usando herramientas y equipos apropiados y de acuerdo con las instrucciones del fabricante especialmente en lo que se refiere a la limpieza de los extremos, colocación de los empaques, aplicación de los lubricantes, ensamblaje de las juntas y forma de ejecutar la colocación. Los extremos de la tubería deberán ser cortes a escuadra, uniformes y libres de suciedad, aceite o grasa.

Las juntas se deberán unir de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

La medición y forma de pago correspondiente a las instalaciones de las tuberías será efectuado por metro lineal.

- **PRUEBA HIDRÁULICA DE INFILTRACIÓN Y ESTANQUEIDAD**

El ensayo de estanqueidad se fundamenta en el llenado con agua de las tuberías de un sistema de alcantarillado, sometiéndola a una presión dada, para determinar la pérdida del agua, con el objetivo de establecer su aceptabilidad.

Se probará cada tramo de la instalación obturando la entrada de la tubería en la arqueta “aguas abajo”, rellenando con agua desde la arqueta “aguas arriba”, se dejarán transcurrir 30 minutos realizándose una inspección general, comprobándose que no existen fugas.

Dicha prueba será evaluada por La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANANDA).

6.1.2 MATERIALES

- **CEMENTO**

Todo el cemento usado en los trabajos será cemento Portland, Tipo I y estará de acuerdo con los requisitos de "ASTM-C150".

El cemento será entregado en bolsas fuertes y seguras, y será almacenado en un depósito seco protegido de la intemperie, con piso de madera elevado, por lo menos en plataformas de 15cm sobre la superficie del suelo. Además, no se permitirán pilas de más de 10 bolsas de cemento ni se admitirá que lleguen bolsas rotas.

Si el almacenaje del cemento se extendiera por un período superior a cuatro meses, el Contratista suministrará certificados de prueba de una firma reconocida, que confirmen que puede usarse en la obra.

- **AGREGADOS**

Los agregados para el concreto son: el agregado grueso y el agregado fino, los cuales deberán cumplir con las normas ASTM C 33.

Los agregados necesarios serán combinados en tales proporciones para obtener una graduación satisfactoria. La curva de graduación deberá permanecer dentro de los límites que son equivalentes a la tabla N°2 de la norma ASTM C 33.

El agregado grueso deberá ser de piedra triturada, no se aceptará que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor de $1 \frac{1}{2}$ veces la dimensión más angosta entre los lados de los encofrados, ni $\frac{3}{4}$ de la separación entre las barras o paquetes de barras de refuerzo.

El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su módulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0.

Todos los agregados que se utilicen en la obra deberán almacenarse en un lugar que tenga piso de concreto y buen drenaje, de manera que se evite la contaminación del material con el suelo o la mezcla accidental entre los diferentes agregados.

- **AGUA PARA MEZCLA**

El agua utilizada en la mezcla y en la cura del hormigón, deberá ser fresca, limpia y libre de materiales perjudiciales, tales como, aguas negras, aceite, ácidos, materiales alcalinos, materiales orgánicos u otras sustancias perjudiciales.

- **LADRILLO DE BARRO**

Los ladrillos deberán ser sólidos, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas. Deberán cumplir con las normas ASTM C-62 Y C-67. Los ladrillos serán contruidos a máquina o a mano, bien cocidos, de dimensiones 7cm x 14cm x 28cm y resistencia a la ruptura por compresión igual o mayor de 80 Kg/cm².

Todos los ladrillos deberán ser duros, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas. Los ladrillos para usarse deberán colocarse en las paredes previamente humedecidos y como se indica en los planos. Las paredes de ladrillos se dejarán a plomo, alineadas correctamente, con filas de ladrillo a nivel y equidistantes.

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado.

- **ACERO DE REFUERZO**

El acero de refuerzo consistirá en barras de sección circular corrugadas de acuerdo con la norma ASTM A 615, de Grado 40 con refuerzo de fluencia de 2800kg/cm².

La prueba de calidad se realizará por medio de ensayos a tensión tomando tres muestras de cada lote de diferentes diámetros, con una longitud de 90cm.

6.1.3 MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

- **MATERIALES**

Las piedras para utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a 150 kg/cm² y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra u otros materiales que reduzcan su resistencia e impidan la adherencia del mortero. Serán preferiblemente de forma cúbica, pero en caso de no serlo, su lado mayor no podrá ser superior a 1.5 veces el tamaño menor.

En general las piedras serán de cantera y de una dureza tal que no de un desgaste mayor del 50% al ser sometido a la prueba de los ángeles ASSHTO, designación T-96.

El mortero para utilizar tendrá una proporción cemento a arena de 1:6 y no se permitirá el uso de mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin usar, después de haberse iniciado su preparación.

- **CONSTRUCCIÓN**

Las obras de mampostería de piedra se construirán de acuerdo con las dimensiones, elevaciones y pendientes indicadas en los planos.

Las piedras deberán colocarse en tal forma que no provoquen planos continuos entre unidades adyacentes. Las juntas tendrán un espesor promedio de 3 cm, en ningún lugar las piedras quedarán en contacto directo. Inmediatamente después de la colocación y mientras el mortero esté fresco, todas las piedras visibles deberán limpiarse de las manchas del mortero y mantenerse limpias hasta que la obra esté terminada. No se permitirá ningún golpe o martilleo posterior a dicha colocación que pueda aflojar las piedras. La piedra deberá ser bien humedecida antes de recibir el mortero. La mampostería se mantendrá mojada por lo menos 7 días después de terminada.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

Su medición y forma de pago será por metro cúbico.

6.1.4 CONCRETO

Cuando el concreto es fabricado en obra, el diseño de la mezcla de éste debe realizarse en un laboratorio designado por la Supervisión, cuya función es velar por el control de calidad del concreto colocado, tomando muestras cilíndricas y someténdolas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210kg/cm². Esta resistencia deberá ser comprobada por medio de especímenes preparados, curados y sometidos a prueba de conformidad con las normas American Society for Testing and Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 7 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará con base al American Concrete Institute (ACI-318). Los cilindros deberán tener el 10% más que la resistencia requerida. Se asume que la resistencia a los 7 días corresponde al 70% de la resistencia a los 28 días. Sin embargo, si persiste la duda, se procederá a la extracción y prueba de núcleos de concreto endurecido, según la norma ASTM C 42, y los huecos se rellenarán con mortero epóxico.

- **TRANSPORTE DEL CONCRETO:**

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

- **COLOCACIÓN DEL CONCRETO:**

Se colocará el concreto de tal manera que se evite la segregación de los materiales pétreos, para esto se podrá hacer uso de vibradores de inmersión, teniendo cuidado que la vibración no sea demasiado prolongada provocando segregación.

- **CURADO DEL CONCRETO:**

Al concreto debe protegerse con una capa de agua o algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante un período mínimo de 7 días, mientras se efectúa el proceso de fraguado de éste.

- **ENCOFRADOS**

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto, darle forma de acuerdo con las dimensiones requeridas. Los encofrados deberán ser madera; y deberán construirse de tal manera de obtener las dimensiones de los elementos estructurales que se indican en los planos. Los encofrados deberán tener buena resistencia y rigidez.

Serán inspeccionados inmediatamente antes de la colocación del concreto. Las dimensiones y cotas se controlarán cuidadosamente y se corregirán todos los errores que en ella se presenten antes de iniciar las operaciones de vaciado del concreto.

El interior de los encofrados se limpiará para eliminar cualquier residuo de virutas, mortero de vaciados anteriores y en general todo material extraño a los tableros y a la estructura.

Para facilitar el curado de los concretos y para permitir las reparaciones de las imperfecciones de las superficies, se retirarán los encofrados tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente para evitar daños durante el retiro de estas.

6.1.5 MORTERO

El mortero para utilizar será de tipo ordinario. Por lo tanto, la mezcla para mortero cemento – arena en proporción al volumen será 1:4 para el pegado de ladrillos de obra; para el repello de las paredes de ladrillo su dosificación corresponde a 1:3; y para el caso de mampostería de piedra se utilizará 1:6.

- **REPELLO**

El repello de los pozos será de mortero en proporción 1:3 y comprenderá todas las superficies interiores. Antes del repello se picará y humedecerán las juntas y las superficies en que quedará aplicado. El repello interior tendrá un espesor mínimo de un centímetro y medio (1½) y se terminará siempre con llana o regla.

El mortero se aplicará en forma continua para no dejar juntas y será necesario al estar terminado, curarlo, durante un período de tres días continuos. Los repellos al estar terminados deben quedar nítidos, limpios, sin manchas, parejos, a plomo, sin grietas, o irregularidades y con las aristas vivas.

6.1.6 RUPTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS

El trabajo consistirá en la rotura o demolición de pavimentos, de cualquier clase: de asfalto, de concreto, o de empedrado, incluyéndose la base sobre la cual se hayan construido.

Se entenderá por reposición de pavimentos, la operación consistente en construir nuevamente las Obras que hubieren sido removidos para la apertura de zanjas.

Las Obras reconstruidas deberán ser del mismo material y características que las originales y deberán ser restauradas en el menor tiempo posible. Deberá quedar el nivel de rasante original.

Cuando el Contratista corte cualquier tipo de pavimento fuera de ancho de zanja estipulado en la sección 6.1.2 sin autorización del Supervisor, éste deberá reponer el sobre ancho sin derecho a pago.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado

6.1.6.1 REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE ASFALTOS

El material producto de la ruptura de pavimentos de asfalto no usado posteriormente en la reconstrucción del pavimento, por lo que deberá retirarse hasta el banco de desperdicio.

Después de realizada la compactación de zanjas, deberá reemplazarse la superficie de asfalto donde fue efectuado el corte. Dicho reemplazo se ejecutará con un espesor igual al existente.

Se retirarán los escombros o material sobrante a sitios aceptados por la Supervisión.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado

6.1.7 PRESUPUESTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

Al contar con el diseño hidráulico del sistema de alcantarillado y con las especificaciones técnicas, se puede proceder hacer una estimación de costos para su construcción. Para esto, es necesario calcular la cantidad de obra, sus costos unitarios y dividir por partidas la ejecución de la obra.

Debido a que la cantidad de colectores y estructuras complementarias de este diseño es elevada, se optó por auxiliarse de hojas de cálculo para facilitar los procesos matemáticos necesarios para el cálculo del presupuesto.

6.1.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para realizar el cálculo del presupuesto se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Este presupuesto será calculado solo para la construcción del alcantarillado sanitario por gravedad e independiente de la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- En el presupuesto se incluye los costos directos, los costos indirectos y el impuesto al valor agregado (IVA) del valor de las obras, que actualmente es del 13%.
- Los costos indirectos serán un porcentaje de los costos directos en cada partida del proyecto, que en este caso se considerará del 35%, en el cual

se incluirá la depreciación del equipo, las instalaciones provisionales, laboratorio de suelos y materiales, etc.

- Para las instalaciones provisionales se debe considerar que la empresa constructora alquile una vivienda del lugar para reducir costos.
- El contratante deberá realizar la presentación de las siguientes fianzas:
 - Garantía de mantenimiento de oferta: 20% del monto del contrato
 - Garantía de buena inversión del anticipo: 20% del monto del contrato
 - Garantía de cumplimiento del contrato: 10% del monto del contrato
 - Garantía de buena obra: 10% del monto de contrato por un plazo de un año.
- La excavación será mecánica en todas las calles y avenidas, cuyo volumen aproximado será de 7,117.56 m³.
- La excavación manual se realizará en los pasajes peatonales y para terminar de llegar al nivel adecuado después de haber utilizada la excavación mecánica. El volumen será 1,050.16 m³, aproximadamente.
- El ancho de las zanjas será de 0.8 metro aproximadamente en la mayoría de los casos, sin embargo, es importante mencionar que las excavaciones profundas se debe considerar un ancho mayor para colocar formaletas o entibados.
- La compactación será manual los primeros 30cm sobre la rasante de la tubería 2,345.39 m³, mientras que la compactación mecánica es el volumen de excavación total menos el volumen de compactación manual y volumen de pozos de visita 5,822.33 m³.

- Se colocarán tuberías de 8 pulgadas en una longitud de 3,625.78 metros lineales, mientras que para tuberías de 6 pulgadas la longitud es de 38.89 metros. Estas tuberías son de junta rápida (Novafort).
- Para calcular la demolición y reparación de las vías de acceso se deben conocer los tipos de revestimientos de las calles, avenidas y pasajes peatonales, en el municipio se tiene: 1,421.35 m de superficie de asfalto, 448.64 m de calle adoquinada y el resto es de tierra. En esta partida se debe tomar en cuenta que los datos anteriores pueden variar al paso del tiempo, por lo que debe verificarse antes de la construcción.
- Todos los pozos de visita serán repellados para evitar la filtración de agua, además tendrán tapaderas de hierro fundido con su respectivo anillo de metal.
- Para las partidas de pozos de visita, primero se deberán clasificar en pozos con refuerzo o pozos sin refuerzo, según lo indican las especificaciones técnicas de este proyecto. Luego, se subdividirán en partidas de cono truncado, de cilindro y de fundación, para cada tipo de pozo.

6.1.7.2 RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS

En la siguiente página, tabla 6.2 se presentan los costos de cada partida del proyecto, con los cuales se obtiene el monto total de éste.

Tabla 6. 7 plan de oferta de alcantarillado sanitario

Fuente: propia

PLAN DE OFERTA DE ALCANTARILLADO SANITARIO						
PARTIDA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
1.00	EXCAVACION Y COMPACTACION					\$257,500.34
1.01	Excavación manual, material semi duro	1,050.16	m3	\$17.00	\$17,852.72	
1.02	Excavación mecánica, hasta 4 metros	7,117.56	m3	\$3.00	\$21,352.67	
1.03	Compactación manual, con material selecto	2,345.39	m3	\$20.00	\$46,907.78	
1.04	Compactación mecánica, Con material existente	5,822.33	m3	\$9.46	\$55,079.22	
1.05	Ademado de zanjas, ambas caras, profundidad mayor de H=1.50 m	4,712.64	m2	\$24.68	\$116,307.96	
2.00	INSTALACION DE TUBERIAS					\$78,323.27
2.01	Trazo de tuberías	3,664.67	m2	\$0.67	\$2,455.33	
2.02	tuberías de 6 pulg, PVC (suministro e instalación, incluye accesorios)	38.89	ml	\$25.6	\$995.58	
2.03	Tuberías de 8 pulg, PVC (suministro e instalación, incluye accesorios)	3,625.78	ml	\$20.65	\$74,872.36	
3.00	POZOS DE VISITA SIN REFUERZO					\$130,800.00
3.01	Pozo de visita sin refuerzo, (incluye mano de obra y materiales)	109.00	unidad	\$1,200.00	\$130,800.00	

4.00	POZOS DE VISITA CON REFUERZO					\$15,000.00
4.01	Pozo de visita con refuerzo > 6 m de profundidad	10.00	unidad	\$1,500.00	\$15,000.00	
5.00	TAPADERAS DE HIERRO FUNDIDO					\$18,729.41
5.01	tapaderas de hierro fundido	119.00	unidad	\$157.39	\$18,729.41	
6.00	DEMOLICION Y REPARACION DE PAVIMENTO					\$37,169.64
6.01	Demolición de pavimento de asfalto	1,421.35	ml	\$4.50	\$6,396.08	
6.02	Demolición de empedrado	448.64	ml	\$3.95	\$1,772.13	
6.03	Demolición pavimento de concreto	805.77	ml	\$3.50	\$2,820.20	
6.04	Reparación de empedrado	1,421.35	ml	\$9.71	\$13,801.31	
6.05	Reparación de pavimento de asfalto	448.64	ml	\$6.94	\$3,113.56	
6.06	Reparación de pavimento de concreto	805.77	ml	\$11.50	\$9,266.36	
COSTO DIRECTO						\$537,522.66
COSTO INDIRECTO (35%)						\$188,132.93
IVA						\$94,335.23
COSTO TOTAL DE LA OFERTA						\$819,990.82

6. 2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.2.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Al contar con el diseño de las plantas de tratamiento ya definido, se procede a describir las especificaciones técnicas necesarias para la construcción de dicha obra. En esta parte se definen las normas, exigencias y procedimientos para ser empleados y aplicados en todas las actividades de construcción del proyecto.

Las especificaciones técnicas no constituyen un manual de construcción, sin embargo, contiene los requisitos mínimos que debe obtenerse en la obra terminada. Cabe mencionar, que la omisión de cualquier detalle en planos, en especificaciones técnicas o en ambos, no exonera al contratista de la responsabilidad y obligación de ejecutarlos. Por lo tanto, no podrá tomarse como base para reclamaciones o demandas posteriores, puesto que se supone que el contratista conoce bien las prácticas correctas de construcción.

Los elementos de tratamiento de la planta serán considerados como suma global y será responsabilidad del contratista hacer el desglose de precios unitarios.

6.2.1.1 OBRAS PRELIMINARES

Incluye todo el trabajo y operaciones necesarias para dotar, provisionalmente la obra, de los servicios necesarios para llevar a cabo la construcción. Comprende entre otras actividades, la construcción de: bodegas, oficinas del Contratista y de la Supervisión, Rótulo alusivo, así como el acondicionamiento y mantenimiento de las instalaciones provisionales de electricidad, agua potable y cualquier otra cosa que fuese necesaria y los correspondientes pagos por consumo de tales servicios. Las características de tales obras serán como mínimo las siguientes:

- **BODEGA Y OFICINAS DEL CONTRATISTA**

La bodega será utilizada para el albergue de materiales y herramientas bajo techo y deberá permitir un control efectivo de las existencias y condiciones de estos. Se deberá construir con techo de lámina galvanizada o fibrocemento, paredes y estructuras de madera o lámina, piso de suelo cemento (en general, el diseño, los materiales de construcción, los implementos y el equipamiento de la bodega tendrán la capacidad, la resistencia y durabilidad acordes a la condición temporal de las mismas. En todo caso deberán tener la aprobación previa de la Supervisión). Los materiales se almacenarán en entramados o tarimas de madera o metálicos. Las dimensiones de la bodega quedan a criterio del contratista.

- **OFICINA DE SUPERVISIÓN**

El Contratista proveerá y mantendrá aseado un local para las oficinas de la Supervisión, el cual tendrá un área de trabajo no menor de 9m² y el cual podrá estar en la bodega de almacenamiento de materiales proporcionará como mínimo para la misma, el mobiliario siguiente: una mesa 1.2x1.2 m para extender planos, una plañera (o archivo para planos) y sillas.

Se deberá construir con techo de lámina galvanizada o fibrocemento, paredes y estructuras de madera o lámina, piso de suelo cemento (en general, el diseño, los materiales de construcción, los implementos y el equipamiento de la bodega tendrán la capacidad, la resistencia y durabilidad acordes a la condición temporal de las mismas.

El Contratista será el que proporcione por su cuenta y riesgo, todo el material, mano de obra, instalaciones, construcciones, herramientas y equipo que sean necesarios para la correcta conducción e inspección de los trabajos. Se entiende

que los materiales empleados por el Contratista en estas instalaciones serán en todo tiempo de su propiedad.

La fecha en la que se procederá a desmontar cada una de las instalaciones provisionales deberá ser aprobada por la Supervisión.

Tabla 6. 8 Materiales, herramientas y mano de obra, para construcción de oficina de supervisión

Fuente: propia

Materiales	<ul style="list-style-type: none"> - Madera (cuartón, costanera, regla pacha) - Clavos - Alambre de amarre - Lamina acanalada - Cemento gris - Material para instalación eléctrica
Herramientas para utilizar	<ul style="list-style-type: none"> - Escobas - Cubetas - Piochas - Palas - Martillos - Alicates - Sierra eléctrica - taladro
Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> - Auxiliares

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

El pago de esta partida será en la forma de Suma Global (SG) establecida en el formulario de oferta.

6.2.1.2 LIMPIEZA Y CHAPEO DEL LUGAR

El Contratista suministrará los materiales, mano de obra, equipo y todo lo necesario para que se efectúe la limpieza en toda el área que implica el proyecto, así como la limpieza al final del proyecto.

Consiste en retirar el material vegetal y lodos acumulados en la calle, antes de iniciar las demoliciones y la colocación del material nivelante de la base. Se deberá hacer limpieza al final del proyecto y dejar el sitio donde se colocaron instalaciones provisionales en las condiciones que fue encontrado o mejores. El material resultante de las actividades anteriores debe ser llevado a los botaderos o sitios autorizados por el Contratante y el Supervisor, a fin de que no pueda presentarse ningún reclamo a ese respecto contra la municipalidad o contra el encargado de la obra.

Tabla 6. 9 Materiales, herramientas y mano de obra para partida: Limpieza y chapeo del lugar

Fuente: propia

Materiales	- N/A
Herramientas para utilizar	- Rastrillos - Escobas - Cubetas - Piochas - Palas - Carretillas - Camión o pick up
Mano de Obra	- Maestro de Obra - Auxiliares

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Se hará la medida de superficie en metros cuadrados (m²) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado, pagando el área que resulte de la medida al precio unitario aprobado en el plan de propuesta. El transporte de los materiales removidos está incluido en el precio unitario.

6.2.1.3 EXCAVACIÓN

El trabajo de esta partida incluye el suministro de materiales, mano de obra, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos de excavación

y relleno en la construcción de fundaciones, así como para la instalación de tuberías y demás instalaciones enterradas.

El Contratista suministrará los materiales, mano de obra, equipo y dirección técnica necesarios para que se efectúen todos los trazos necesarios para iniciar trabajos, colocación de bancos de marca, niveletas, entre otros, las veces que fuera necesario, si se encuentran definidos en los planos. Estableciendo ejes, plomos y niveles, de acuerdo con lo indicado en los planos. Las líneas horizontales deberán ser referidas a los esquineros de algún punto de referencia.

Como trabajo previo al inicio de las excavaciones, se eliminará la vegetación en el área de trabajo. Luego, se procede a realizar todas las medidas adecuadas y los trazos realizando marcas, basados en el diseño definido, donde se demarcarán las áreas que comprende el proyecto. Se someterán a aprobación de la Supervisión todo trabajo de trazo y nivelación.

Será responsabilidad del Contratista mantener en buen estado las superficies cortadas mientras estas se encuentren a la intemperie, por lo que deberá proporcionar las facilidades de drenaje y la protección de taludes que así lo requieran ya que en el caso que las zonas excavadas sufran daños debido a la lluvia o por otra acción imputable al Contratista, este deberá corregir estos por su propia cuenta.

Toda la madera utilizada en esta actividad será de pino, los elementos verticales de las niveletas serán de piezas de costanera o cuartón, de un largo suficiente para evitar que la niveleta se desplome o desnivele; las piezas horizontales serán de regla pacha canteada por su lado superior.

El área y espesores para excavar estará definida de acuerdo con el levantamiento topográfico y estudio de suelos que se realice en el lugar donde se propone construir la Planta.

Si existieran suelos sueltos o inapropiados o mantos de rocas, el contratista deberá removerlos antes de realizar un colado, si así lo indica el supervisor. A la vez habrá que compactar un espesor de 20 cm con suelo cemento 1:20. Estos volúmenes de sobre excavación y compactado serán pagados al precio unitario aceptado en el plan de propuesta.

Las paredes de excavación se harán a plomo y tomando las precauciones necesarias para evitar derrumbes ocasionados por cortes y rellenos.

Para las tuberías, se deberá compactar en caso de que el suelo resulte suelto o inapropiado, una capa de suelo cemento de proporción 1:20, con un alto y ancho equivalente a 1.5 veces el diámetro de la tubería.

Tabla 6. 10 materiales, Herramienta y mano de obra para partida: Excavación

Fuente: propia

Materiales	- N/A
Herramientas para utilizar	- Palas - Piochas - Carretillas - Azadón - Camión o pick up
Mano de Obra	- Maestro de obra - Auxiliares - Ingeniero residente

- **MEDIDA Y FORMA DE PAGO**

Se hará la medida de volumen en metros cúbicos (m³) de proyección horizontal del terreno efectivamente trabajado por la profundidad, pagando el volumen que resulte de la medida al precio unitario aprobado en el plan de propuesta.

No será motivo de variación en el precio unitario el hecho de que la profundidad real de las excavaciones exceda a las mostradas en los planos del proyecto, cuando las condiciones mecánicas de los suelos encontrados al momento de efectuar las excavaciones no sean apropiadas.

Tabla 6. 11 materiales, herramientas y mano de obra, para partida: trazo y nivelación

Fuente: propia

Materiales	<ul style="list-style-type: none"> - Madera - Clavos - Cordel - Manguera para nivelar - Alambre de amarre
Herramientas para utilizar	<ul style="list-style-type: none"> - Plomadas - Cintas - Sierra o serrucho - Martillo
Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> - Ingeniero residente - Maestro de obra - Albañil - Auxiliar

6.2.1.4 RELLENO, NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN

El material para utilizar en la compactación de fundaciones o tuberías deberá ser sometido a pruebas de laboratorio y al no ser adecuado, se utilizará limo arenoso o tierra blanca en su sustitución.

El relleno será depositado en capas no mayores de 15cm, compactando cada capa con el equipo aprobado por el supervisor. En caso de que se utilicen apisonadores manuales o mecánicos, se deberá tener cuidado de no dañar las estructuras o tuberías.

El compactado sobre estructuras se realizará después de 7 días de haber realizado el colado o cuando el supervisor lo estime conveniente.

El control de densidad y humedad de la compactación se efectuará hasta alcanzar el 90% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T-180.

Cuando haya cambios de pendientes, se redondearán los bordes.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

La forma de pago será por metro cúbico medido de acuerdo con volúmenes realmente ejecutados.

- **SUELO CEMENTO**

Cuando sea necesario la aplicación de suelo cemento se realizará con una proporción de 20 partes de tierra blanca y una parte de cemento, esta mezcla deberá realizarse en volumen suelto. El control de densidad y humedad de la compactación deberá alcanzar el 95% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T- 180.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

La forma de pago será por metro cúbico e incluye acarreo y suministro de tierra blanca.

6.2.2 CONCRETO ESTRUCTURAL

En esta partida están comprendidas todas las obras de concreto que sean necesarias a la hora de ejecutar el proyecto.

El contratista proporcionará concreto con resistencia mínima a la ruptura por compresión a los 28 días de 210 kg/cm², cuya proporción es de una parte de cemento, 2 partes de arena y 2 partes de grava.

El diseño será efectuado por un laboratorio que posea la experiencia en este campo, y lo efectuará usando materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleará en la construcción. La relación agua - cemento no debe variarse a la dada por la mezcla de diseño.

El concreto será dosificado preferiblemente por peso, pero se podrá también dosificar por volumen, de acuerdo con las proporciones por peso estipuladas en el diseño de las mezclas.

El contratista deberá obtener la resistencia del concreto especificada, las cuales deberán comprobarse por medio de especímenes preparados curados y sometidos a prueba, de conformidad con las normas ASTM C- 31 y C-39. Estas pruebas se harán en seis cilindros por cada muestreo.

Se hará un muestreo por día de colado por cada 10 m³ o menos de concreto vaciado o de acuerdo con la necesidad que establezca el laboratorio. Los cilindros serán tomados de la siguiente manera: 3 para ensayar a los 7 días y 3 para ensayar a los 28 días.

Los cilindros deberán tener el 10% más que la resistencia requerida. Se asume que la resistencia a los 7 días corresponde al 70% de la resistencia a los 28 días.

Cabe mencionar, que antes de la colocación deben tomarse las muestras de concreto necesarias para realizar las pruebas de revenimiento, el cual deberá de tener entre 4 y 5 pulgadas sin el uso de aditivos. Si los resultados de estas pruebas caen fuera de las tolerancias permitidas, el Supervisor podrá rechazar el concreto u ordenar las medidas correctivas necesarias.

- **PREPARACIÓN DEL CONCRETO**

Se usarán mezcladores del tipo apropiado y se preparará el concreto sólo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato. Ninguna mezcladora se operará más allá de su capacidad indicada. El contenido total, de la mezcladora deberá ser removido del tambor antes de colocar allí los materiales para la carga siguiente.

No se podrá utilizar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haberse agregado el cemento al agua para la mezcla, o el cemento al agregado. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores o agitadores podrá colocarse en el término de 60 minutos, calculados desde el momento en que se ha agregado el agua al cemento.

- **COLOCACIÓN DEL CONCRETO**

El concreto se depositará hasta donde sea posible, en su posición final. Los colados se harán a tal velocidad y altura (menor de 1.00 m) que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y se evite la segregación. Donde las operaciones de colocación impliquen verter el concreto directamente desde una altura de más de 1.00 m, se deberá depositar a través de tubos o canales de metal u otro material aprobado.

No se depositará concreto que se haya endurecido parcialmente o que esté contaminado con sustancias extrañas, ni se revolverá nuevamente a menos que el Supervisor dé su aprobación. El recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo en estructuras de concreto en contacto con el terreno deberá ser de 5 cm., y en los demás elementos 2.5 cm. El concreto se consolidará con ayuda de un equipo vibrador adecuado.

- **ENCOFRADOS**

El Contratista colocará los moldes de tal manera que produzcan alineamientos correctos del concreto y que no permitan filtraciones. Los encofrados serán construidos con suficiente rigidez para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin dar lugar a desplazamientos después de su colocación y para lograr la seguridad de los trabajadores. Los encofrados deberán ser firmes y bien ajustados a fin de evitar escurrimiento de la lechada y en tal forma que permanezcan sin deformarse, ni pandearse. Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada.

El Contratista será el único responsable por el desencofrado de las estructuras, por lo que debe cumplir con los plazos mínimos siguientes, contados a partir del fraguado del concreto:

- Sedimentadores: 3 días
- Pedestales: 2 días

- **CURADO**

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

- **CEMENTO**

Todo el cemento debe ser del tipo Portland y cumplirá con las especificaciones ASTM C-150 Tipo I o II. El cemento será entregado en el sitio en bolsas selladas por el fabricante, no se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas.

El cemento se almacenará en un lugar seco con suficientes provisiones para evitar que absorba humedad. Las bolsas deberán ser colocadas sobre plataformas de madera, levantadas 15cm sobre el piso. Además, no se dispondrán en pilas de más de diez sacos. No se permitirá el uso de cemento endurecido por almacenamiento o parcialmente fraguado, en ninguna parte de la obra. El contratista deberá usar el cemento que tenga más tiempo de estar almacenado antes de usar el almacenado recientemente.

- **AGREGADOS**

- **ARENA:**

El agregado para emplearse estará constituido por arenas naturales o artificiales o una mezcla de ellas. Las arenas presentaran partículas duras, durables y limpias, libres de cantidades perjudiciales de polvo, grumos, partículas blandas o laminares, álcalis, arcillas, materias orgánicas presentando además un módulo de finura adecuado. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la norma ASTM C-33, no deberá contener más del 1½ % de arcilla, no menos del 85% deberá pasar por la malla de ¼", no más del 30% deberá pasar por el cedazo #50 y no más del 5% pasar por el cedazo #100.

- **GRAVA:**

Deberá ser roca dura y cristalina, libre de pizarra, lajas o piezas en descomposición, será sin material adherido y limpia. El tamaño máximo del

agregado no será mayor de 1/5" de la dimensión menor entre los lados de los moldes de los miembros en el cual se va a usar el concreto y no mayor de 3/4" de los espacios libres entre las barras, dicha grava es comúnmente conocida como Grava No.1. Además, la granulometría deberá corresponder a una de las indicadas en la tabla No. 2 de las especificaciones ASTM C-33. Estos agregados se almacenarán y mantendrán en una forma tal manera que impida la segregación y contaminación.

- **AGUA**

El agua al momento de usarse debe ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materias orgánicas y otras sustancias.

• **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO.**

Todas las estructuras de concreto armado se medirán en m³ y se pagarán en proporción a los volúmenes de concreto endurecidos.

• **ACERO DE REFUERZO**

Todo el acero corrugado de refuerzo deberá cumplir con la norma para varilla de refuerzo en concreto armado ASTM A-615, y tendrán un límite de fluencia $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$ (Grado 40). Se exceptúa el acero de refuerzo #2 ($\varnothing \frac{1}{4}$ ") que será liso.

El Supervisor podrá exigir que se haga un ensayo de tracción y uno de dobleces por cada nuevo lote que ingrese a la bodega del contratista, con un mínimo 3 muestras de 90 cm para el ensayo de tracción. Pudiendo exigir el supervisor el certificado de compra.

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad garantizada por el fabricante.

El Contratista cortará, doblará colocará todo el acero de refuerzo de acuerdo con lo que indiquen los planos y los criterios del reglamento ACI 318-14. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto, de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda reducir su adherencia con el concreto. Se utilizarán cubos de concreto, separadores y amarres, para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar el desplazamiento durante el colado.

Todos los dobleces (inclusive coronas, estribos, ganchos) serán hechos en frío sobre una espiga de diámetro no menor de cuatro (4) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso de estribos; ni menor de seis (6) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso del refuerzo principal.

Los traslapes serán desplazados entre sí a una longitud no menor de 30 veces el diámetro nominal para varilla corrugada, y 40 diámetros de longitud para varilla lisa. Los cierres de las coronas y estribos contiguos deberán quedar alternados.

- **ADITIVOS**

Los aditivos deberán ser usados en las proporciones indicadas en las instrucciones impresas de los fabricantes. El Supervisor autorizará caso por caso el uso de los aditivos. No habrá pago adicional cuando los aditivos sean usados a opción del Contratista o cuando sean requeridos por el Supervisor como medida de emergencia para remediar la negligencia, errores, o atrasos en el progreso de la obra imputables al Contratista.

6.2.3 ALBAÑILERÍA Y ACABADOS

En esta partida están incluidas todas las obras de albañilería y acabados, el Contratista proveerá materiales, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras que indiquen los planos y especificaciones.

- **MORTEROS**

Todo el cemento para utilizar para mortero será Portland, tipo I, según especificaciones ASTM C-150. El agregado fino, arena, deberá cumplir la norma ASTM C-144 Y C-40.

El agua al momento de usarse debe estar limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros o cualquier otro material o sustancia que la contamine. La cantidad de agua que se usará en la mezcla será la mínima necesaria para obtener un mortero plástico y trabajable. No se permitirá el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos sin usar después de agregar el cemento; no podrá retemplarse el mortero por medio de adición de más cemento.

Los materiales por usar tendrán proporciones en volumen según el siguiente cuadro:

Tabla 6. 10 Clasificación de proporciones de mortero según el uso

Fuente: Manual de obra, Arq. Luis A. López

DESCRIPCION	PROPORCION
Mampostería de ladrillo de barro de concreto	1:4
Repellos	1:4
Afinados	1:2
Mampostería de piedra	1:3

No se permitirá por ningún motivo batir mezcla en el suelo de tierra.

6.2.4 MAMPOSTERÍA DE BLOQUES DE CONCRETO

Las paredes del tipo de bloque de concreto deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM C-90, para el tipo de bloque hueco, y deberá de ser del grado estructural (N), con una resistencia última a la rotura por compresión de 70 kg/cm² en promedio de 3 unidades.

Los bloques de concreto serán de 20X20X40, se colocarán con refuerzos verticales y horizontales tal como se muestra en los planos y serán almacenados en la obra en un lugar seco, sin contacto con el suelo y serán protegidos de la lluvia y de la humedad en una forma apropiada.

Las paredes se dejarán a plomo, alineadas correctamente para que la junta horizontal sea uniforme. Los bloques se colocarán sin mojarse, con un mortero de proporción 1:4, las juntas no podrán ser mayores de 1.5 cm., ni menores de 0.5 cm. El trabajo será ejecutado en forma limpia y nítida, debiendo removerse diariamente las rebabas, derrames, chorretes y cualquier otro exceso de mortero. No se permitirán bloques que no tengan como mínimo 28 días de edad. El acero de refuerzo será conforme a lo especificado en los Planos.

6.2.5 MAMPOSTERÍA DE LADRILLO DE BARRO

Los ladrillos por utilizar serán de mampostería confinada de barro cocido, del tipo calavera; las dimensiones mínimas serán de 9X14X28 cm y deben presentar una resistencia última por compresión de 40 Kg/cm². El mortero para el pegamento de ladrillos de barro cocido deberá cumplir con la especificación ASTM C-270, con una proporción de 1:4.

En las paredes de ladrillo las hiladas deberán asentarse completamente sobre un lecho de mortero, debiendo estar perfectamente alineadas, niveladas y a plomo. Entre ladrillo y ladrillo habrá siempre una capa de mortero que cubrirá completamente las caras adyacentes. Las juntas deberán quedar completamente llenas, siendo su espesor no menor de 10mm ni mayor de 15mm. El mortero de las juntas deberá quedar bien compactado y se removerá inmediatamente todo el excedente, dejando una superficie limpia y bien perfilada. Los ladrillos serán humedecidos por inmersión antes de su colocación, hasta su completa saturación.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO.**

El trabajo realizado se medirá en m² y se pagará por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad.

- **ACABADOS DE PAREDES**

Los repellos se harán con mortero de cemento Portland tipo I y arena de río de granos menores de 1/16", en una proporción volumétrica 1:4. Los afinados se harán con llana metálica aplicando un mortero de cemento Portland tipo I y arena con granos menores de 1/64", en proporción volumétrica 1:2. Antes de repellar deberán limpiarse y mojarse las paredes y cuando haya que repellar estructuras de concreto, deberá picarse previamente para mayor adherencia del repello, éste en ningún caso tendrá un espesor mayor de 1.5 cm. El repello deberá curarse por lo menos durante tres días, después de los cuales podrá procederse al afinado con llana metálica, hasta lograr una superficie tersa y uniforme. El afinado deberá curarse por lo menos durante 5 días.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

El pago del repello y afinado se será por m².

6.2.6 INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Se incluyen todas las instalaciones de tuberías mostradas en el plano, así como sus accesorios, cajas, pozos y cualquier otro elemento indicado.

- **MATERIALES**

Los planos respectivos de la planta de tratamiento de aguas residuales indicarán el tipo de tubería y diámetro que se emplearán. En el caso de usarse tuberías de PVC deberán ser fabricadas bajo norma para una presión de 100 PSI.

- **REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS**

En el caso de tuberías enterradas, la excavación deberá tener un ancho mínimo de 30cm, en tuberías de diámetros menores a 6", y en diámetros mayores según la tabla 6.13

El relleno sobre tuberías deberá realizarse con material limo arenoso, depositado en capas de 15cm, y compactado hasta tener un 80% de la densidad máxima.

Tabla 6. 11 Ancho de excavación a partir de diámetros de tuberías

Fuente: especificaciones técnicas para construcción de alcantarillado OPS

DIAMETRO DE LA TUBERIA	ANCHO DE EXCAVACION
6"	60 cm
8"	70
10"	75
12"	80
15"	85 cm

En el caso de ser necesario la construcción de cajas y pozos se hará con base a lo establecido en las Normas Técnicas de ANDA.

- **MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO**

El pago se realizará en base a la cantidad de metros lineales de tubería debidamente instalada y probada por la supervisión, incluyendo sus accesorios. Las válvulas se medirán por unidad.

6.2.7 PRUEBA HIDRÁULICA DE INFILTRACIÓN Y ESTANQUEIDAD

El ensayo de estanqueidad se fundamenta en el llenado con agua de las tuberías de un sistema de alcantarillado, sometiéndola a una presión dada, para determinar la pérdida del agua, con el objetivo de establecer su aceptabilidad.

Se probará cada tramo de la instalación obturando la entrada de la tubería en la arqueta “aguas abajo”, rellenando con agua desde la arqueta “aguas arriba”, se dejarán transcurrir 30 minutos realizándose una inspección general, comprobándose que no existen fugas.

Dicha prueba será evaluada por La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA).

PLANOS Y DETALLES DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Los planos correspondientes al diseño y detalles de todas las alternativas de plantas de tratamiento de aguas residuales se encuentran en el anexo, cuyo contenido es el siguiente:

- Vista General y Perfiles de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
- Planta y Cortes de las Unidades de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

6.2.8 PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO ALTERNATIVA 1 Y 2

CONSIDERACIONES:

- El tratamiento primario, será tomado como suma global y los demás elementos como una unidad.
- El costo de mano de obra se tomó del laudo arbitral 2021
- El costo indirecto se consideró 35% del costo directo
- El costo unitario es la suma del costo directo más el costo indirecto e IVA

En la siguiente página se muestran los planes de oferta para ambas alternativas

Tabla 6. 12 plan de oferta de planta de tratamiento alternativa 1

Fuente: propia

PLAN DE OFERTA DE PLANTA DE TRATAMIENTO ALTERNATIVA 1						
PARTIDA	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
1.00	COMPRA DE TERRENO					\$20,000.00
1.01	Compra de terreno	1.00	SG	\$20,000.00	\$20,000.00	
2.00	INSTALACIONES PROVISIONALES					\$1,500.00
2.01	Instalaciones provisionales	1.00	SG	\$1,500.00	\$1,500.00	
3.00	TERRACERIA GENERAL					\$71,192.79
3.01	Tala y remoción de arboles	7.00	unidad	\$30.00	\$210.00	
3.02	Corte con maquinaria, material.	14,960.93	m3	\$3.00	\$44,882.79	
3.03	Desalojo	8,700.00	m3	\$3.00	\$26,100.00	
4.00	MURO PERIMETRAL					\$80,410.00
4.01	muro perimetral	m2	946.00	\$85.00	\$80,410.00	
5.00	TUBERIAS DE CONEXION					\$5,739.51
5.01	Trazo y nivelación de tuberías	171.56	ml	\$1.00	\$171.56	
5.02	Excavación manual de zanjas	109.80	m3	\$9.00	\$988.19	
5.03	Compactación de manual de zanjas	54.90	m3	\$20.00	\$1,097.98	
5.04	Compactación con bailarina de zanjas	54.90	m3	\$9.46	\$519.35	

5.05	Suministro e instalación de tuberías de 8" PVC	171.56	ml	\$17.00	\$2,916.52	
5.06	Desalojo	18.67	m3	\$2.46	\$45.92	
6.00	SISTEMA DE REJAS, DESARENADOR Y MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL					\$9,500.00
6.01	Sistema de rejas, desarenador y medidor de caudal Marshall	1.00	SG	\$9,500.00	\$9,500.00	
7.00	SEDIMENTADOR PRIMARIO					\$16,000.00
7.01	Sedimentador primario	1.00	unidad	\$16,000.00	\$16,000.00	
8.00	FILTRO PERCOLADOR					\$78,000.00
8.01	Filtro percolador	1.00	Unidad	\$78,000.00	\$78,000.00	
9.00	SEDIMENTADOR SECUNDARIO					\$26,000.00
9.01	Sedimentador secundario	1.00	unidad	\$26,000.00	\$26,000.00	
10.00	DIGESTOR DE LODOS					\$13,000.00
10.01	Digestor de lodos	1.00	unidad	\$13,000.00	\$13,000.00	
11.00	PATIO DE SECADOS					\$17,500.00
11.01	Patio de secados	1.00	unidad	\$17,500.00	\$17,500.00	
12.00	TUBERIA DE DESCARGA					\$170.00
12.01	Tubería de conexión	10.00	ml	\$17.00	\$170.00	
COSTO DIRECTO						\$339012.30
COSTO INDIRECTO (35%)						\$118,654.31
IVA						\$59,496.66
COSTO TOTAL DE LA OFERTA						\$517,163.27

Tabla 6. 13 Plan de oferta de planta de tratamiento alternativa 2

Fuente: propia

PLAN DE OFERTA DE PLANTA DE TRATAMIENTO ALTERNATIVA 2					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
COMPRA DE TERRENO					\$20,000.00
Compra de terreno	1.00	SG	\$20,000.00	\$20,000.00	
INSTALACIONES PROVISIONALES					\$1,500.00
Instalaciones provisionales	1.00	SG	\$1,500.00	\$1,500.00	
TERRACERIA GENERAL					\$71,192.79
Tala y remoción de arboles	7.00	unidad	\$30.00	\$210.00	
Corte con maquinaria, material	14,960.93	m3	\$3.00	\$44,882.79	
Desalojo	8,700.00	m3	\$3.00	\$26,100.00	
MURO PERIMETRAL					\$80,410.00
muro perimetral	m2	946.00	\$85.00	\$80,410.00	
TUBERIAS DE CONEXION					\$5,482.01
Trazo y nivelación de tuberías	164.56	ml	\$1.00	\$164.56	
Excavación manual de zanjas	105.32	m3	\$9.00	\$947.87	
Compactación de manual de zanjas	52.66	m3	\$20.00	\$1,053.18	
Compactación con bailarina de zanjas	52.66	m3	\$9.46	\$498.16	
Suministro e instalación de tuberías de 8" PVC	164.56	ml	\$17.00	\$2,797.52	
Desalojo	8.43	m3	\$2.46	\$20.73	
SISTEMA DE REJAS, DESARENADOR Y MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL					\$9,500.00

Sistema de rejas, desarenador y medidor de caudal Parshall	1.00	SG	\$9,500.00	\$9,500.00	
TANQUE IMHOFF					\$100,000.00
Tanque Imhoff	1.00	unidad	\$100,000.00	\$100,000.00	
FILTRO PERCOLADOR 1					\$60,000.00
Filtro percolador 1	1.00	Unidad	\$60,000.00	\$60,000.00	
FILTRO PERCOLADOR 2					\$60,000.00
Sedimentador secundario	1.00	unidad	\$60,000.00	\$60,000.00	
SEDIMENTADOR SECUNDARIO					\$15,000.00
Sedimentador secundario	1.00	unidad	\$15,000.00	\$15,000.00	
DIGESTOR DE LODOS					\$12,300.00
Digestor de lodos	1.00	unidad	\$12,300.00	\$12,300.00	
PATIO DE SECADOS					\$17,500.00
Patio de secados	1.00	unidad	\$17,500.00	\$17,500.00	
TUBERIA DE DESCARGA					\$1,700.00
Tubería de conexión	10.00	ml	\$17.00	\$170.00	
COSTO DIRECTO					\$454,584.80
COSTO INDIRECTO (35%)					\$159,104.68
IVA					\$79,779.63
COSTO TOTAL DE LA OFERTA					\$693,469.11

CAPÍTULO VII
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Debido a la topografía que constituye el municipio de San Pedro Perulapán, el sistema de alcantarillado sanitario funcionará en su totalidad por gravedad, a través de una sola red, de sur a norte desde la Avenida Morazán hasta calle al Cantón el Rodeo, a lo largo de 3,364.47 m. de tubería, en su mayoría de 8 pulgadas y con solo 38.89 m de colectores de 6 pulgadas, dicha red transportará a la planta de tratamiento un caudal de diseño de 20.2 l/s.
- La topografía del lugar también permite tener un solo punto de descarga para toda el agua recolectada en el casco urbano, lo cual facilita el manejo y tratamiento de las aguas residuales.
- El diseño de la red de alcantarillado sanitario cumple con los parámetros de velocidad y capacidad de las tuberías establecido por la ANDA, ya que:
 - a) Las velocidades obtenidas mínima y máxima son de 0.67m/s y de 2.52m/s respectivamente, encontrándose dentro del rango de 0.5 m/s a 5 m/s requeridos.
 - b) Se obtuvo un valor máximo de capacidad de tubería del 60%, siendo que el valor máximo permitido por ANDA es el 80%.
- La red de alcantarillado sanitario cuenta con un total de 119 pozos, de los cuales 10, contarán con refuerzo estructural por sobrepasar una profundidad de 6 m.
- Las calles y colonia que quedaran fuera de la red de alcantarillo sanitario, por diversos motivos explicados en el capítulo IV, fueron Colonia Agricultura, Callejón Honduras, parte de la Calle José Ciro Mora, y la mayor parte de la avenida José Simeón Cañas. Para la colonia agricultura, se sugiere que se utilice un sistema de fosa séptica, el cual se explica en el capítulo V. Para los

sistemas individuales se presentan las siguientes alternativas: Letrina Abonera seca familiar (LASF), Letrina Solar (LS), Letrina de hoyo modificado (LHM). Tales sistemas tienen dimensiones predeterminadas para su fácil construcción, cuyos planos se presentan en la sección ANEXOS de este documento.

- El monto total de la red de alcantarillado sanitario tiene un costo aproximado de \$799,291.97
- Ambas alternativas de diseño propuestas cumplen con las características que el efluente debe tener en el punto de descarga, según datos de Norma Salvadoreña NSO 13.49.01:09: "AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR, se tiene que la concentración DBO y SST a la salida del sistema son de 25.95 mg/l y 45.14mg/l respectivamente.
- La mejor alternativa para la construcción de la planta de tratamiento es la alternativa número uno, por tener un presupuesto más bajo de construcción, con un monto total de \$ 522,349.97 vs \$698,655.82 de la alternativa dos, además de contar con elementos de mayor facilidad de construcción y más comunes en las plantas construidas en El Salvador.
- El tratamiento primario se consideró como una suma global y los elementos de la planta fueron tomados como unidades por lo que se sugiere que se contrate una empresa especialista en tratamiento de aguas residuales para su construcción.
- La futura construcción del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales en el casco urbano de San Pedro Perulapán evitara que los habitantes que residen en el lugar continúen descargando las

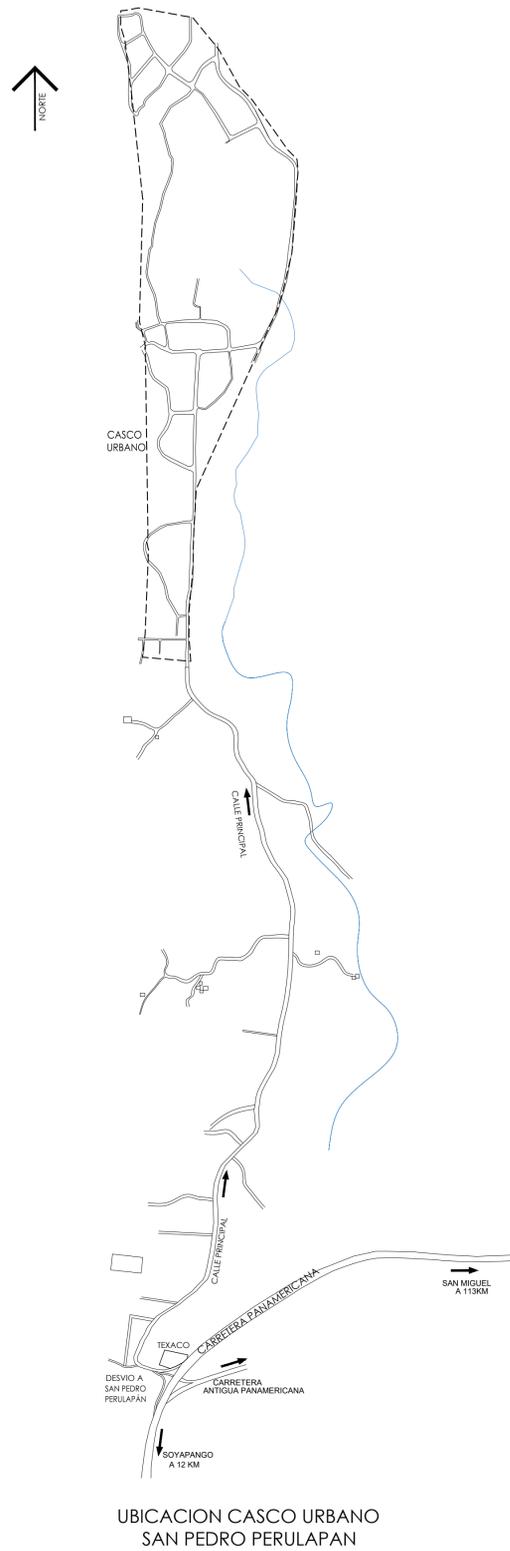
aguas negras directo a los cuerpos receptores, mitigando significativamente las enfermedades producidas por la contaminación.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda un estudio de suelos para el tipo de excavaciones que se llevaran a cabo tanto para la red de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales. También servirá para conocer la cantidad real de suelo que será sustituido con material selecto para su compactación, todo esto para no aumentar el plan de oferta presentado en este trabajo de graduación.
- No se debe subestimar los ademados para la seguridad de los trabajadores, cuando se trate de excavaciones manuales.
- Para asegurar el funcionamiento correcto se deben revisar correctamente las operaciones y mantenimiento de la planta, con el fin de garantizar un oportuno desempeño de las operaciones, tomando en consideración la importancia del mantenimiento preventivo, realizado de forma periódica por el personal encargo como se explica en la sección 5.8 de este trabajo de graduación.
- La municipalidad debe presentar el proyecto a la comunidad, para que estén por enterados de la importancia de tener estos sistemas que ayudaran a cuidar la salud y el medio ambiente del municipio.
- Se debe actualizar el plan de oferta para sistema de alcantarillado y planta de tratamiento antes de la posible ejecución de la obra, debido a las variaciones de precios de materiales, equipos y mano de obra.

- Para los tratamientos individuales de las viviendas que no tienen acceso a la red de alcantarillado, se recomienda ubicarlos relativamente alejados de las propiedades colindantes, para evitar daños a estas, en aquellas circunstancias donde se necesite realizar reparaciones, así como también evitar ubicarlas en zonas donde posiblemente existan futuras inundaciones.
- Se deben verificar el manual de uso y mantenimiento de cada uno del sistema de letrina, descrito en el capítulo V de este documento, considerando aspectos como los tiempos de limpieza y la forma en la que se debe realizar, lo cual varía de letrina a letrina.

ANEXOS

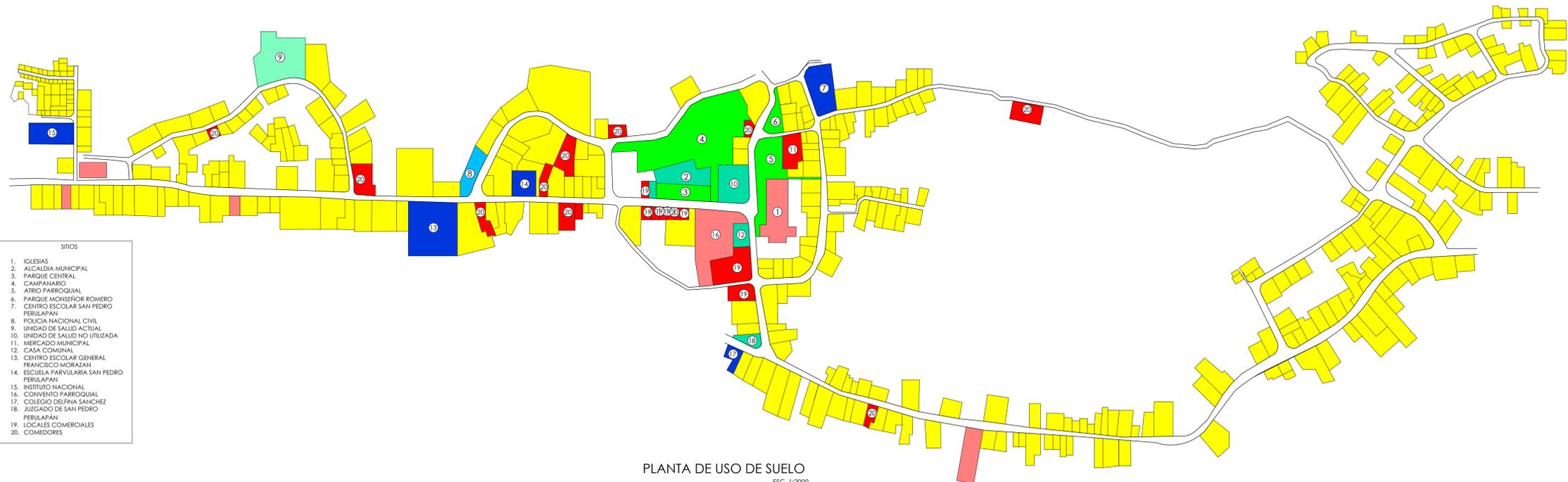


PLANOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO

No DE HOJA	CONTENIDO
HOJA 01/11	INDICE YUBICACIÓN
HOJA 02/11	PLANTA DE USO DE SUELO Y PLANTA TOPOGRAFICA
HOJA 03/11	RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
HOJA 04/11	PLANTA DISTRIBUCION DE AREA TRIBUTARIA
HOJA 05/11	PERFIL AVENIDA MORAZÁN
HOJA 06/11	PERFIL CALLE AL RASTRO Y AVENIDA LA RONDA
HOJA 07/11	PERFIL PASAJE BARRIOS, CALLE JOSÉ CIRO MORA, JOSÉ SANTO TORUÑO Y CALLE AL CEMENTERIO
HOJA 08/11	PERFIL AVENIDA DEPORTIVA Y CALLE A CANTÓN EL RODEO
HOJA 09/11	PERFIL CALLE MIGUEL ROMAN PEÑA, PASAJE BOLIVAR Y AVENIDA JOSÉ SIMEON CAÑAS
HOJA 10/11	PERFIL DE CALLE PRINCIPAL DE COLONIA SAN PEDRO Y PASAJE "A"
HOJA 11/11	PERFIL PASAJE : N° 1, N° 2, N° 3, N° 4, N° 5, Y N° 6 DE LA COLONIA SAN PEDRO

PROFESIONALES RESPONSABLES: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	CONTENIDO: UBICACION E INDICE	ESCALA: INDICADA	PROYECTO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 01/11	FECHA: ENERO 2021	PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
DIRECTOR ADJUNTO: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	AREA: 0.21 Km ² ; 300.3v ²		DIRECCION: MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN





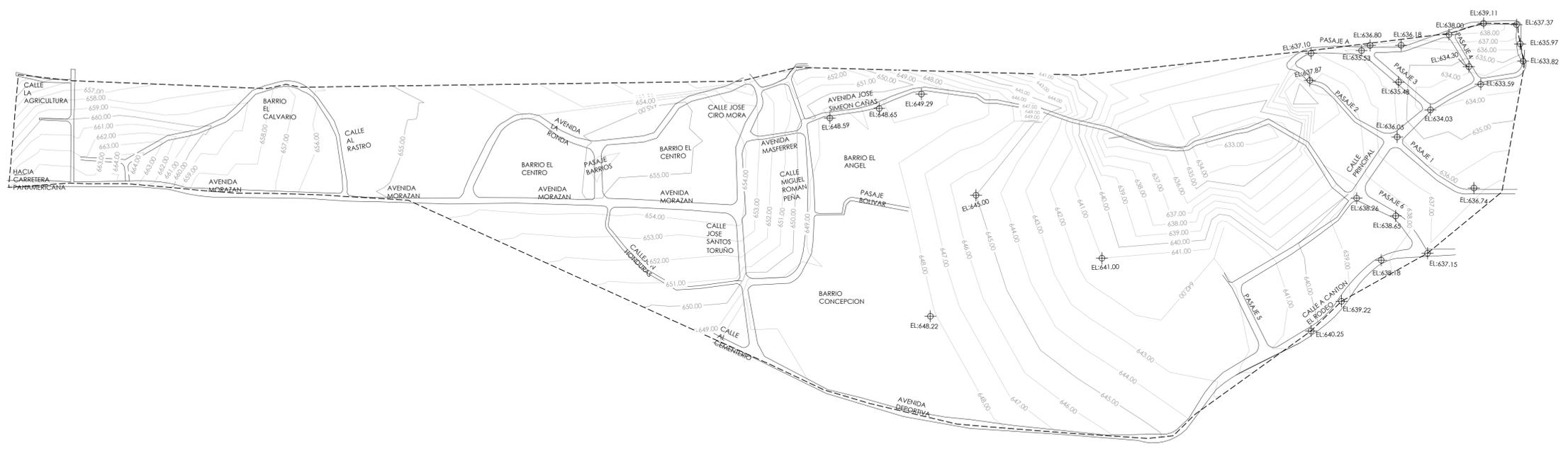
SIMBOLOGIA

Yellow square	USO HABITACIONAL
Blue square	ESCUELAS
Green square	INSTITUCIONES
Red square	COMERCIO
Pink square	RELIGIOSO
Light green square	AREAS RECREATIVAS

SITIOS

1. IGLESIAS
2. ALCALDIA MUNICIPAL
3. PARQUE CENTRAL
4. CAMPANARIO
5. ATRIO PARROQUIAL
6. PARQUE MONSEÑOR ROMERO
7. CENTRO ESCOLAR SAN PEDRO PERULAPAN
8. POLICIA NACIONAL CIVIL
9. UNIDAD DE SALUD ACTUAL
10. UNIDAD DE SALUD NO UTILIZADA
11. MERCADO MUNICIPAL
12. CASA COMUNITAL
13. CENTRO ESCOLAR GENERAL FRANCISCO MORAZAN
14. ESCUELA PARVULARIA SAN PEDRO PERULAPAN
15. INSTITUTO NACIONAL
16. CONVENTO PARROQUIAL
17. COLEGIO DELFINA SANCHEZ
18. JUZGADO DE SAN PEDRO PERULAPAN
19. LOCALES COMERCIALES
20. COMEDORES

PLANTA DE USO DE SUELO
ESC. 1:2000



PLANTA TOPOGRAFICA
ESC. 1:2000

PROFESIONALES RESPONSABLES	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 02/11
DIRECTOR ADJUNTO	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

CONTENIDO	PLANTA DE USO DE SUELO Y PLANTA TOPOGRAFICA	ESCALA	INDICADA
FECHA		RED: 2021	ENERO 2021
AREA:	0.21 Km ² ; 300.3v ²		

PROFESORADO	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
DIRECCION:	MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN	

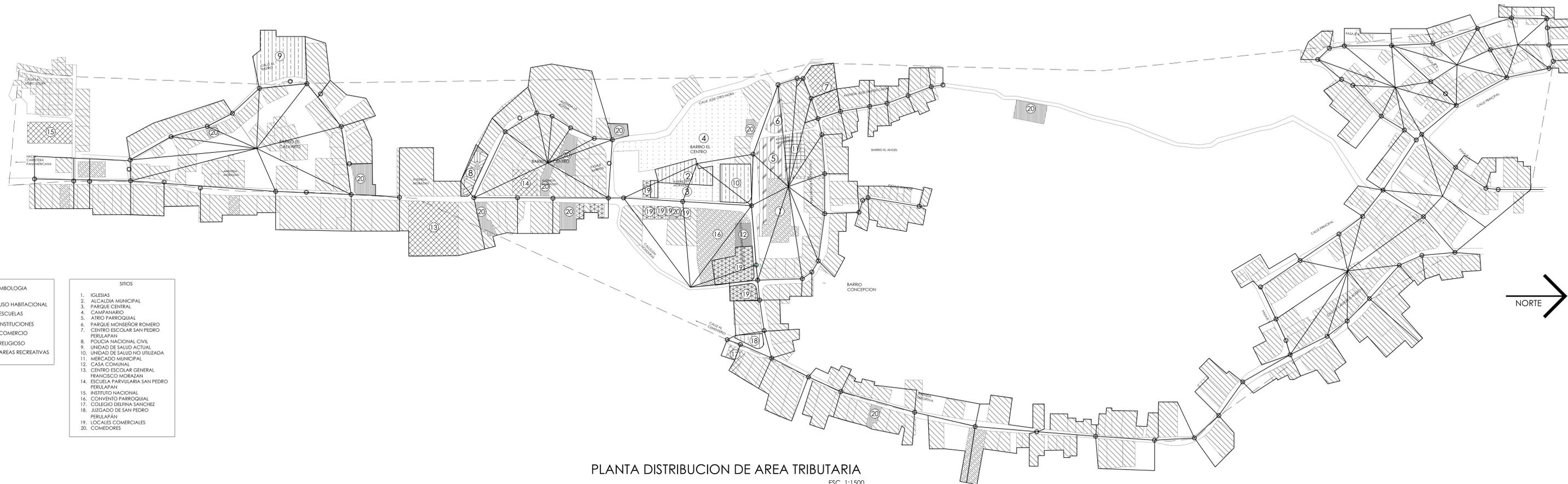


RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ESC. 1:1500

PROFESIONALES RESPONSABLES	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 03/11
DOCENTE ASESOR	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

CONTENIDO	RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	ESCALA	INDICADA
FECHA	0.21 Km ² ; 300.3v ³	FECHA	ENERO 2021

PROYECTO	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
DIRECCION	MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN	



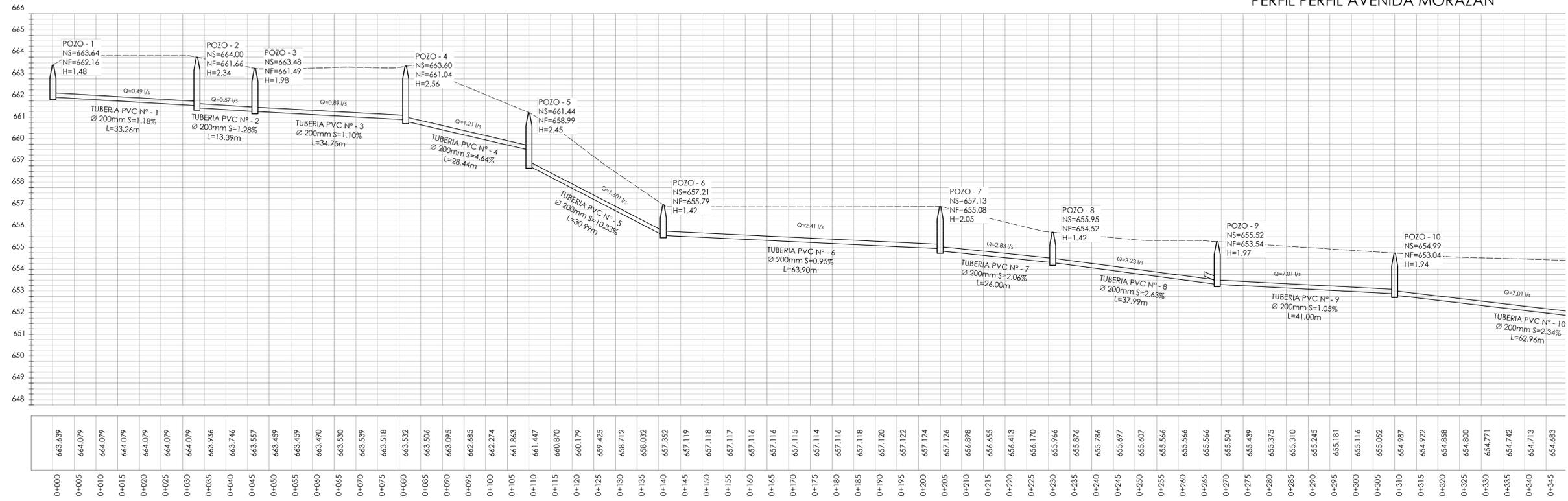
SIMBOLOGIA	
[Hatched pattern]	USO HABITACIONAL
[Cross-hatched pattern]	ESCUELAS
[Dotted pattern]	INSTITUCIONES
[Horizontal lines]	COMERCIO
[Vertical lines]	RELIGIOSO
[Diagonal lines]	AREAS RECREATIVAS

SITIOS	
1.	IGLESIAS
2.	ALCALDIA MUNICIPAL
3.	PARKUE CENTRAL
4.	CAMPANARIO
5.	ATRIO PARROQUIAL
6.	PARKUE MONSEÑOR ROMERO
7.	CENTRO ESCOLAR SAN PEDRO PERULAPAN
8.	POUCIA NACIONAL CIVIL
9.	UNIDAD DE SALUD ACTUAL
10.	UNIDAD DE SALUD NO UTILIZADA
11.	MERCADO MUNICIPAL
12.	CASA COMUNAL
13.	CENTRO ESCOLAR GENERAL FRANCISCO MORAZAN
14.	ESCUELA PARVULARIA SAN PEDRO PERULAPAN
15.	INSTITUTO NACIONAL
16.	CONVENTO PARROQUIAL
17.	COLEGIO DELFINA SANCHEZ
18.	JUEGADO DE SAN PEDRO PERULAPAN
19.	LOCALES COMERCIALES
20.	COMEDORES

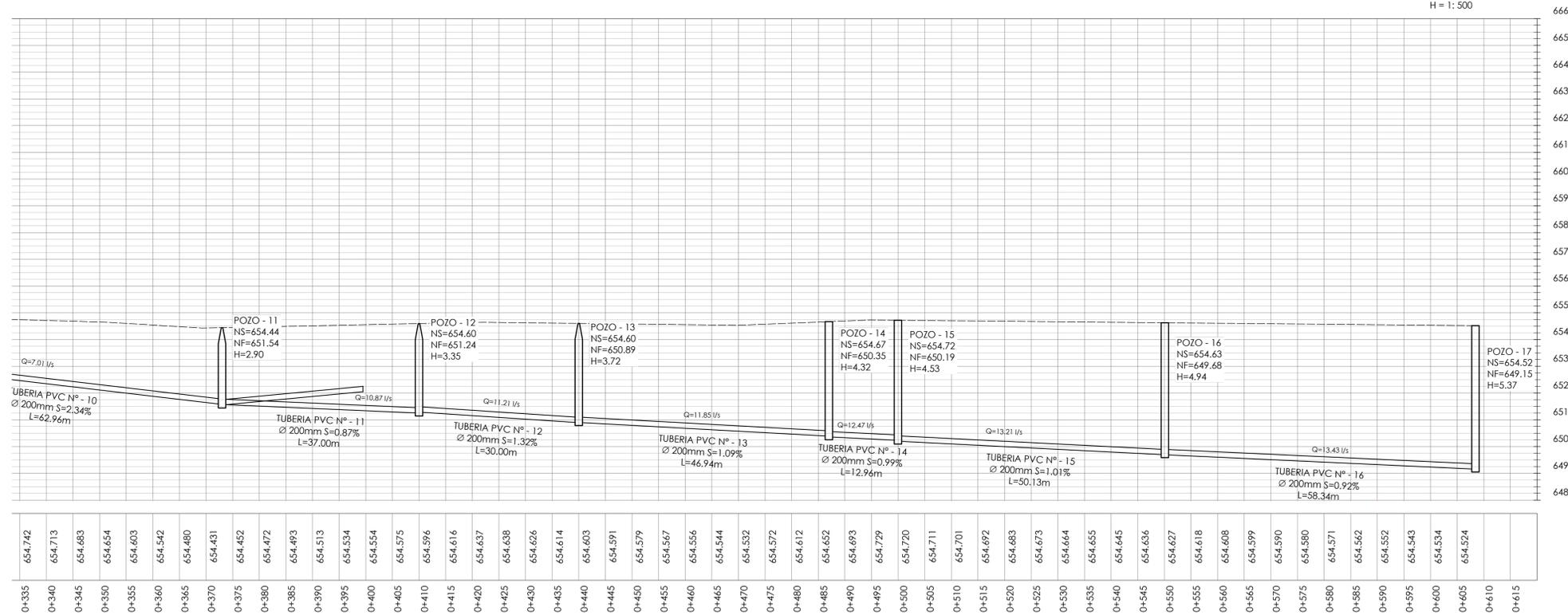
PLANTA DISTRIBUCION DE AREA TRIBUTARIA
 ESC. 1:1500

PROFESIONALES RESPONSABLES: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	CONTENIDO: PLANTA DISTRIBUCION DE AREA TRIBUTARIA	ESCALA: INDICADA	PROFESOR: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 04/11	FECHA: ENERO 2021	PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
DIRECTOR ASESOR: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	AREA: 0.21 Km ² ; 300.3v ²	DIRECCION: MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN	

PERFIL PERIL AVENIDA MORAZAN



V = 1:100
H = 1:500

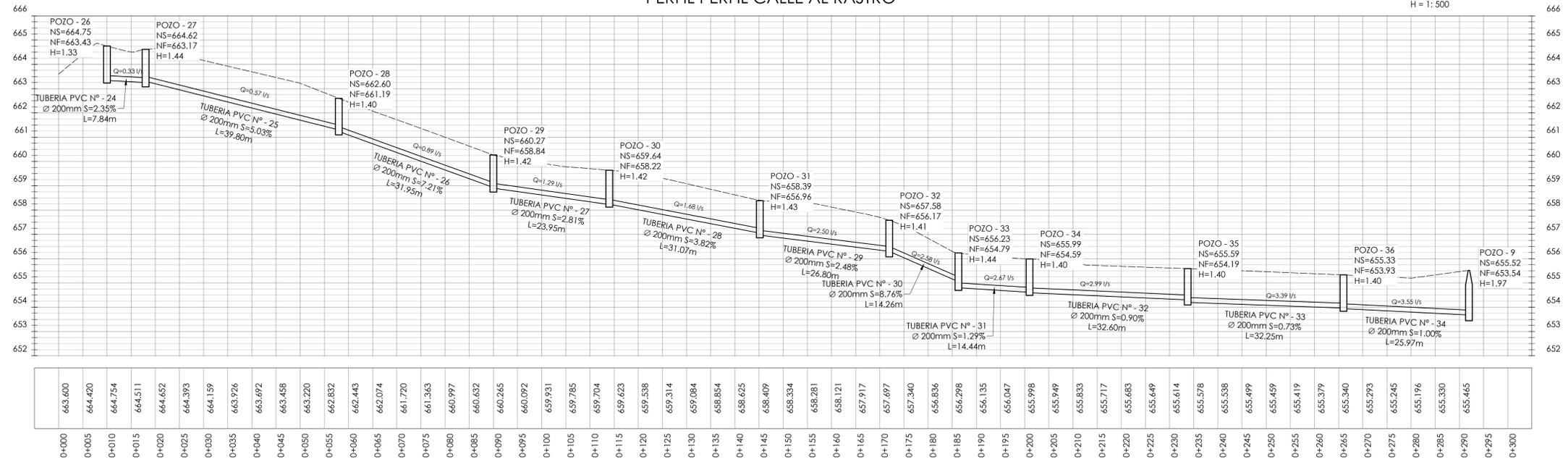


PROFESIONALES RESPONSABLES EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	CONTENIDO PERFIL AVENIDA MORAZÁN	ESCALA INDICADA ENERO 2021	PROYECTO UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
MATERIA TRABAJO DE GRADUACION	FECHA 05/11	AREA 0.21 Km² ; 300.3v²	DIRECCION MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN



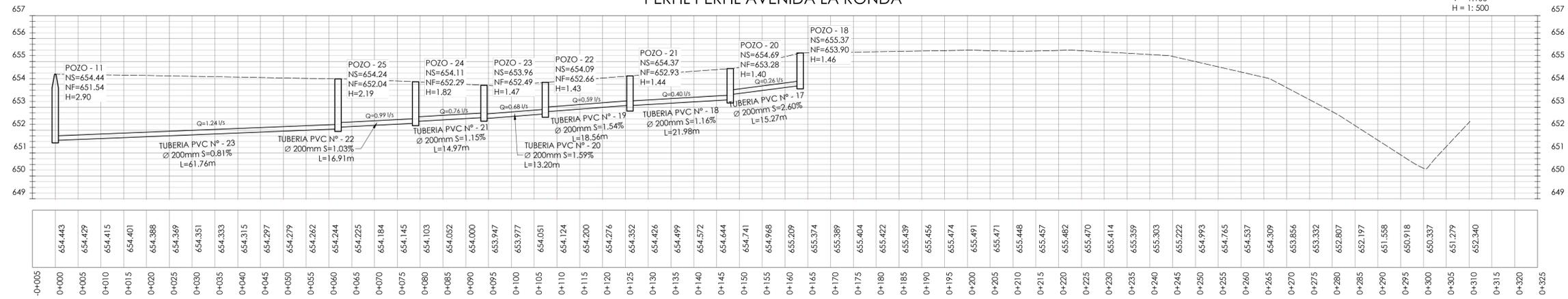
PERFIL PERFIL CALLE AL RASTRO

V = 1:100
H = 1:500



PERFIL PERFIL AVENIDA LA RONDA

V = 1:100
H = 1:500

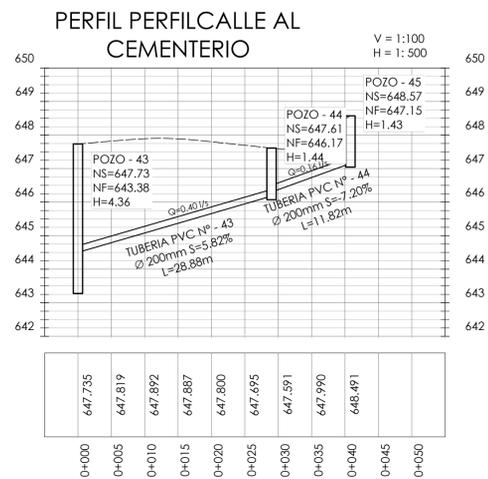
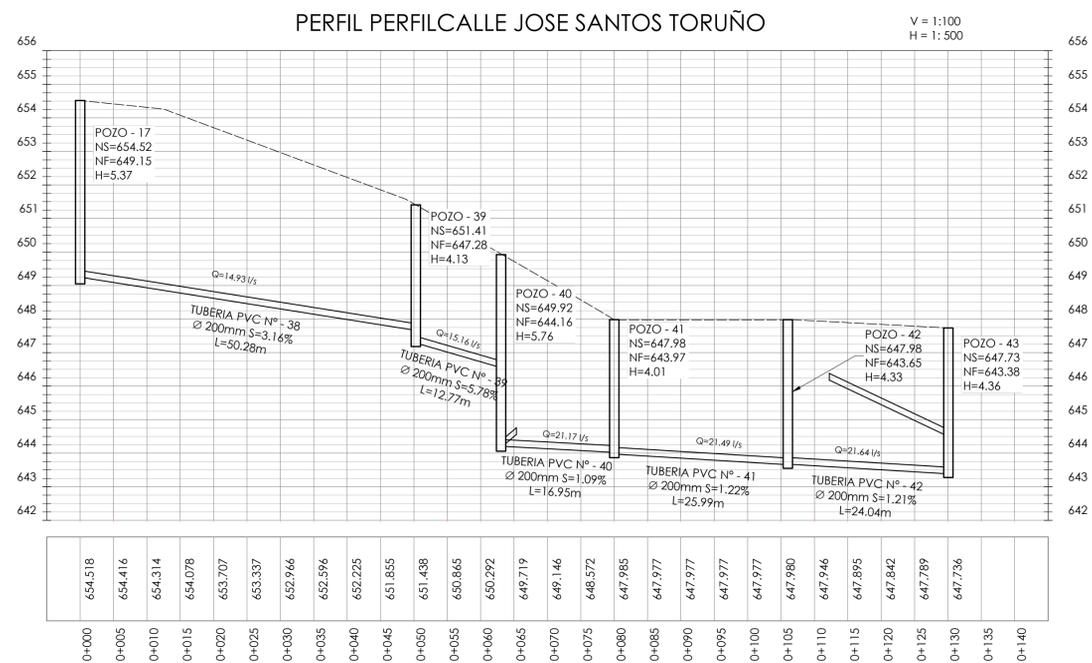
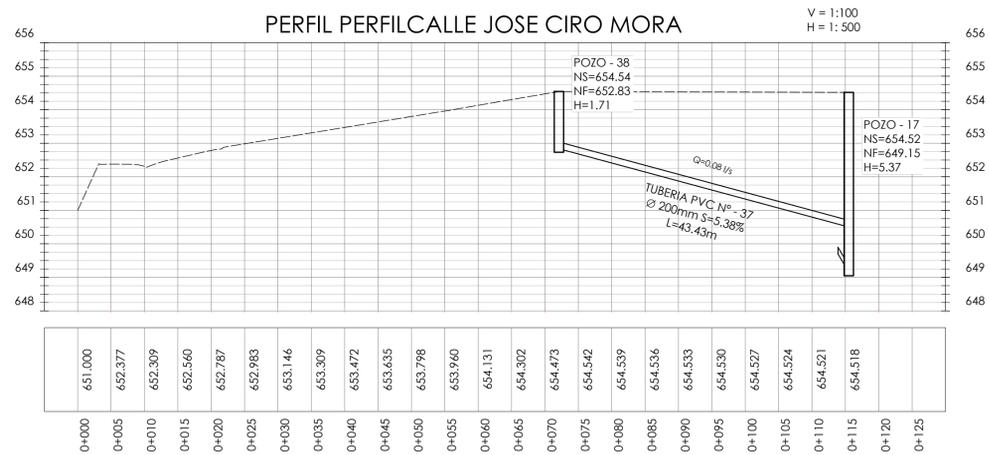
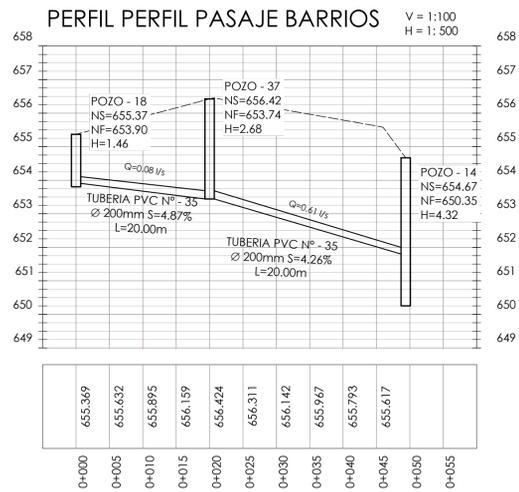


PROFESIONALES RESPONSABLES	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 06/11
DOCENTE ASISTENTE	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

CONTENIDO	PERFIL CALLE AL RASTRO Y AVENIDA LA RONDA
ESCALA	INDICADA
FECHA:	ENERO 2021
AREA:	0.21 Km ² ; 300.3v ²

PROYECTADO	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
DIRECCION:	MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN

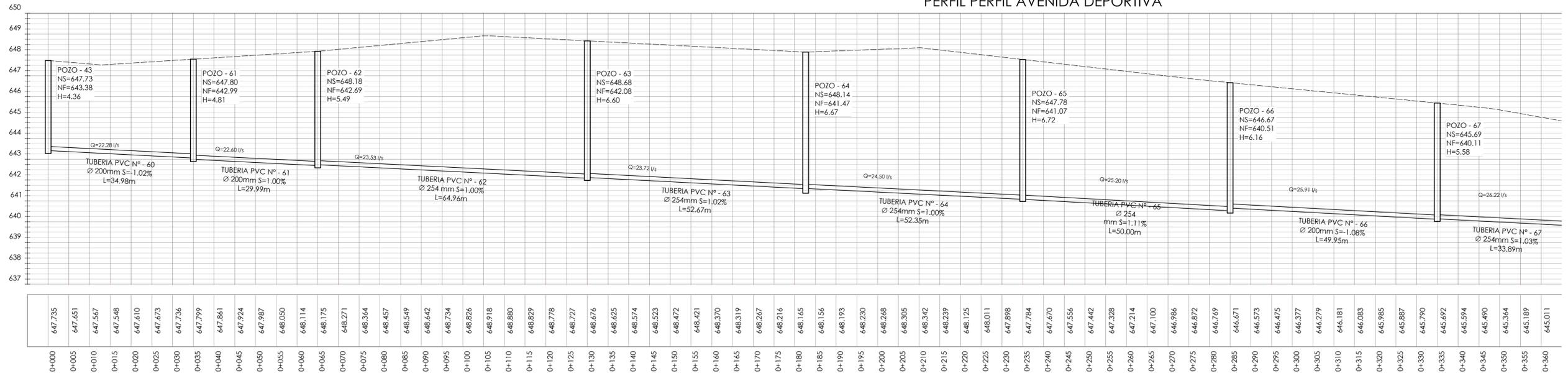




PROFESIONALES RESPONSABLES: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	CONTENIDO: PERFIL PASAJE BARRIOS, CALLE JOSÉ CIRO MORA, JOSÉ SANTO TORUÑO Y CALLE AL CEMENTERIO	ESCALA: INDICADA	PROYECTO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
MAESTRO: TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 07/11	FECHA: ENERO 2021	PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
DOCENTE ASesor: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	AREA: 0.21 Km ² ; 300.3v ²		DIRECCION: MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN

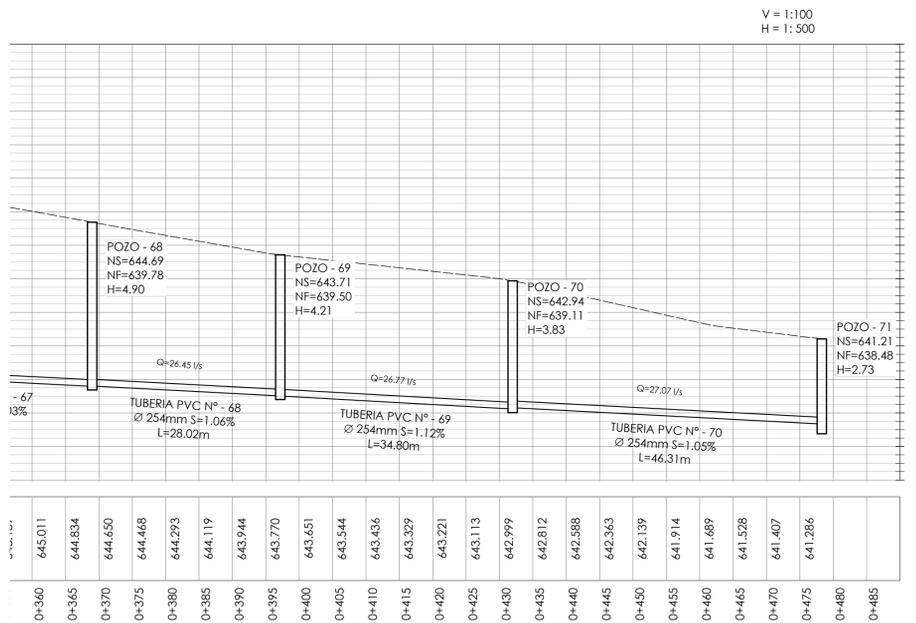
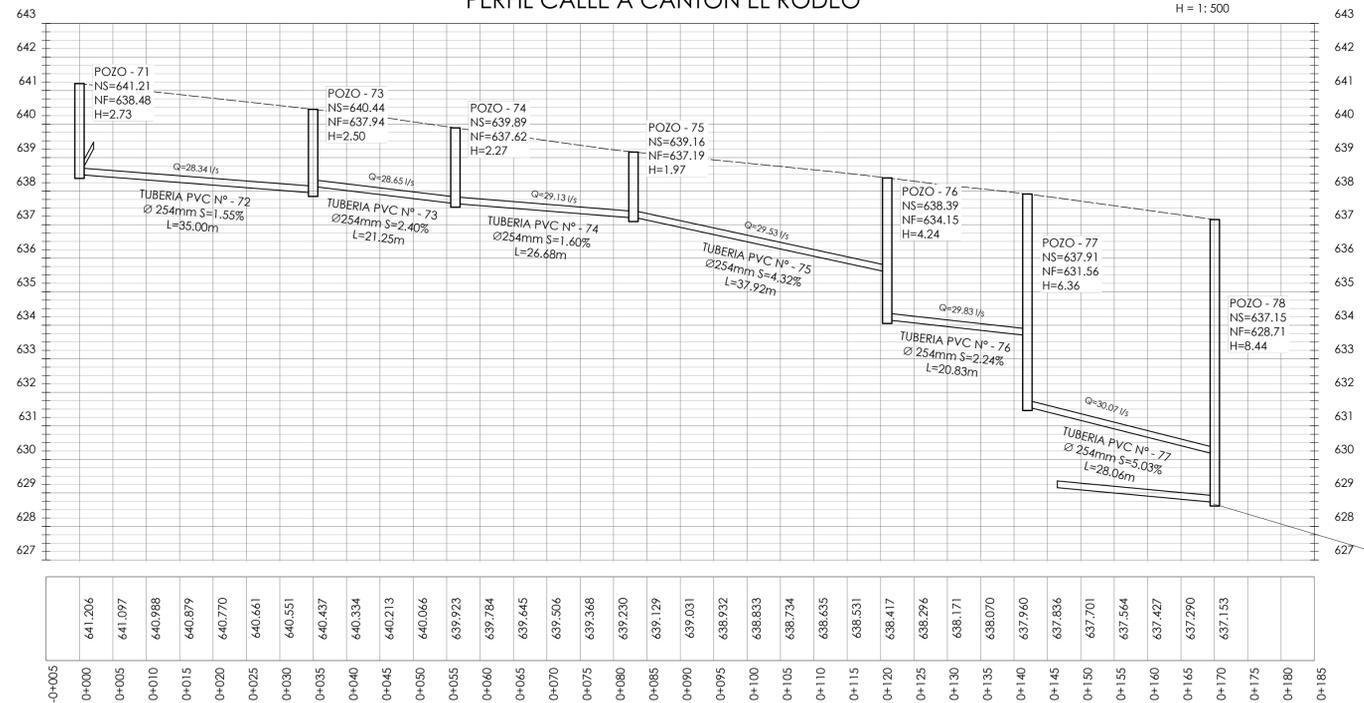


PERFIL PERIL AVENIDA DEPORTIVA

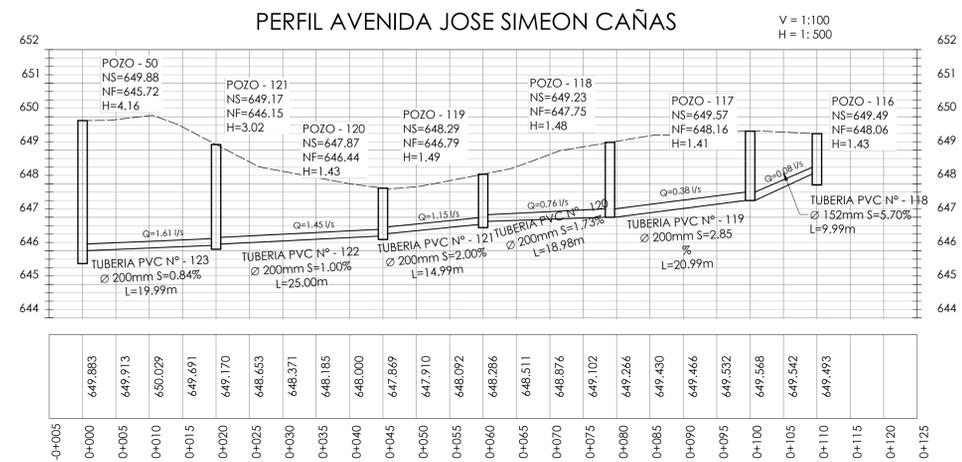
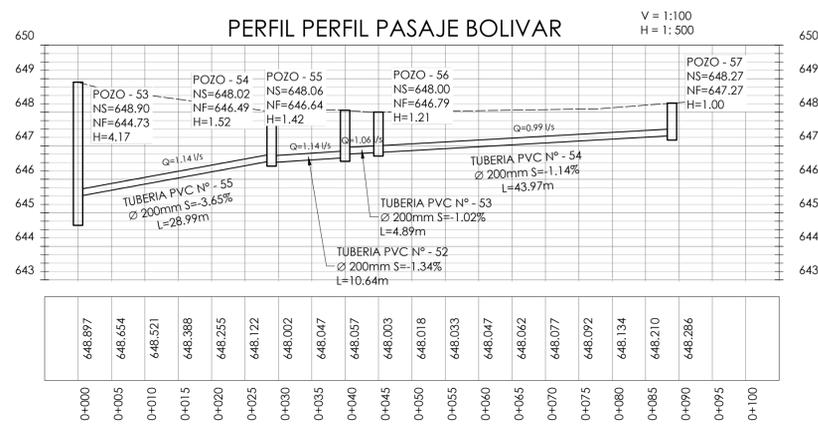
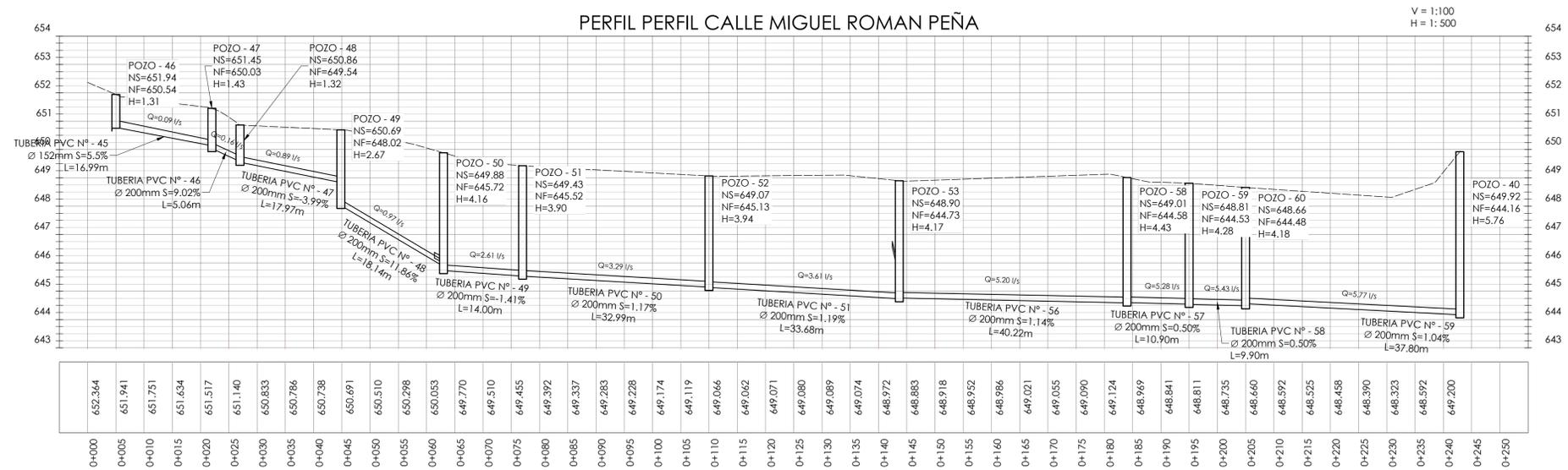


PERFIL CALLE A CANTON EL RODEO

V = 1:100
H = 1:500



PROFESIONALES RESPONSABLES EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	CONTENIDO PERFIL AVENIDA DEPORTIVA Y CALLE A CANTÓN EL RODEO	ESCALA INDICADA ENERO 2021	PROYECTO UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
MATERIA TRABAJO DE GRADUACION	FECHA 8/11	AREA 0.21 Km ² ; 300.3v ²	DIRECCION MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN



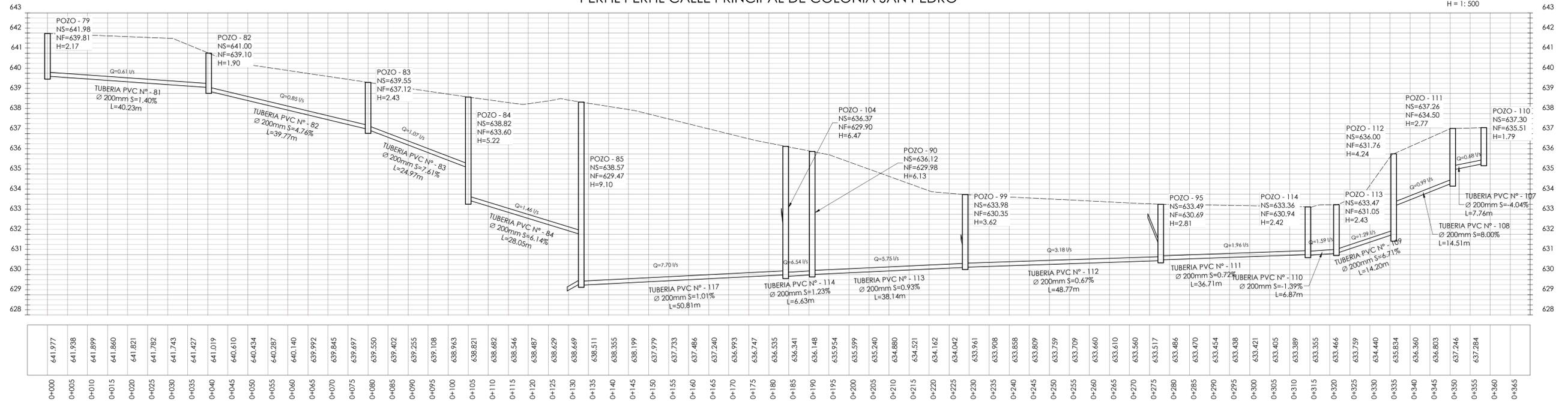
PROFESIONALES RESPONSABLES EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	FECHA: 09/11
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION	DOCENTE ASesor: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON

CONTENIDO: PERFIL CALLE MIGUEL ROMAN PEÑA, PASAJE BOLIVAR Y AVENIDA JOSÉ SIMEON CAÑAS	ESCALA: INDICADA FECHA: ENERO 2021
AREA: 0.21 Km² ; 300.3v²	

PROYECTO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
DIRECCION: MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN	

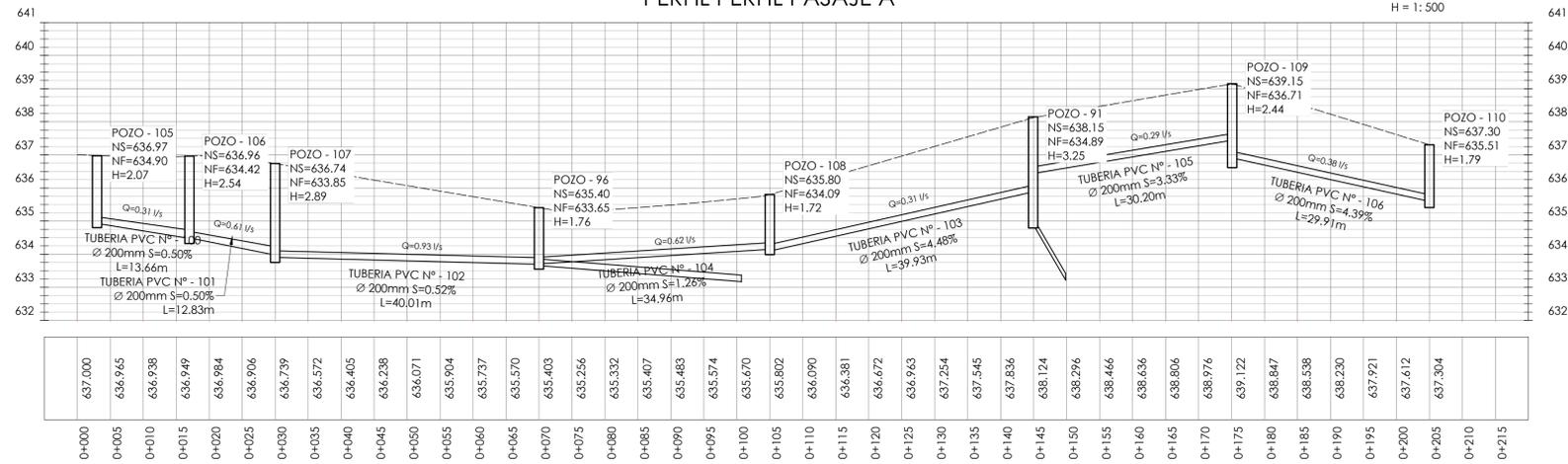
PERFIL PERIF CALLE PRINCIPAL DE COLONIA SAN PEDRO

V = 1:100
H = 1:500



PERFIL PASAJE

V = 1:100
H = 1:500



PROFESIONALES RESPONSABLES:
EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO
ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES
JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ

TRABAJO DE GRADUACION

ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON

10/11

CONTENIDO:
PERFIL DE CALLE PRINCIPAL DE COLONIA SAN PEDRO Y PASAJE "A"

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ENERO 2021

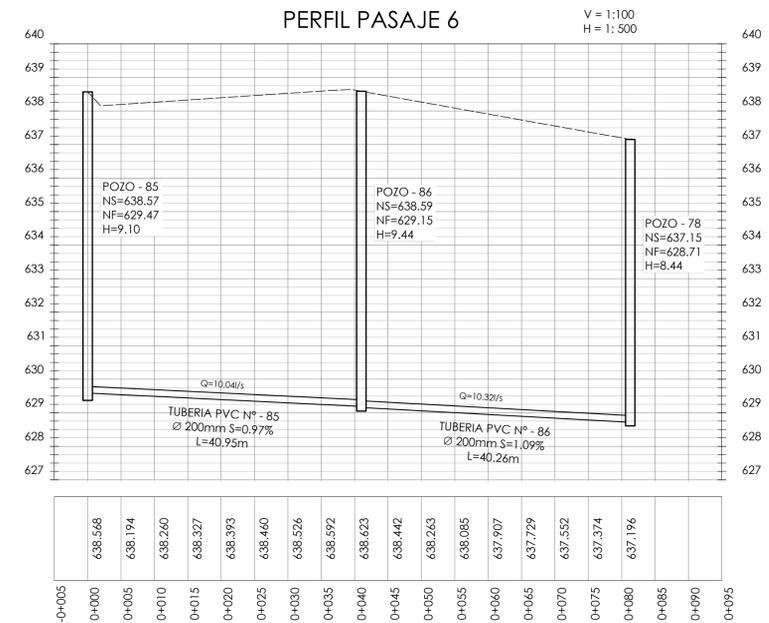
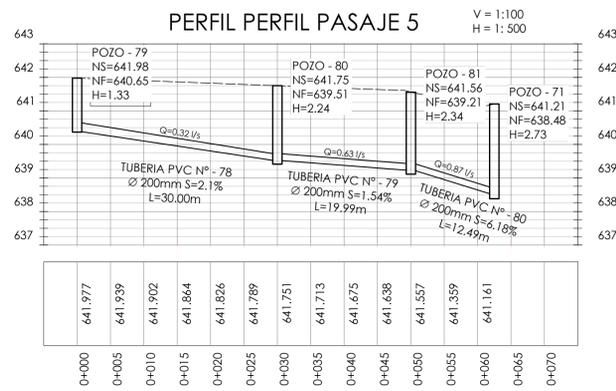
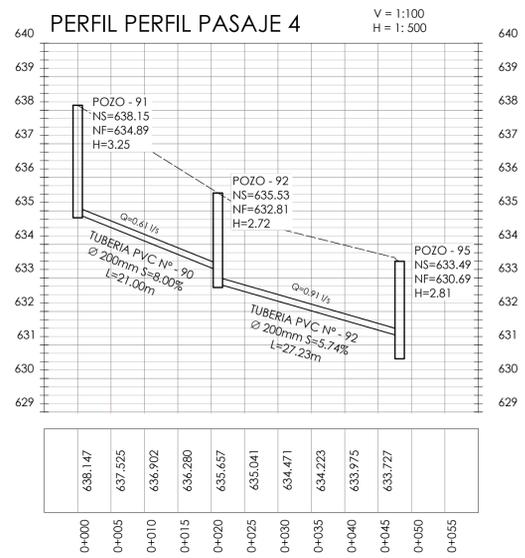
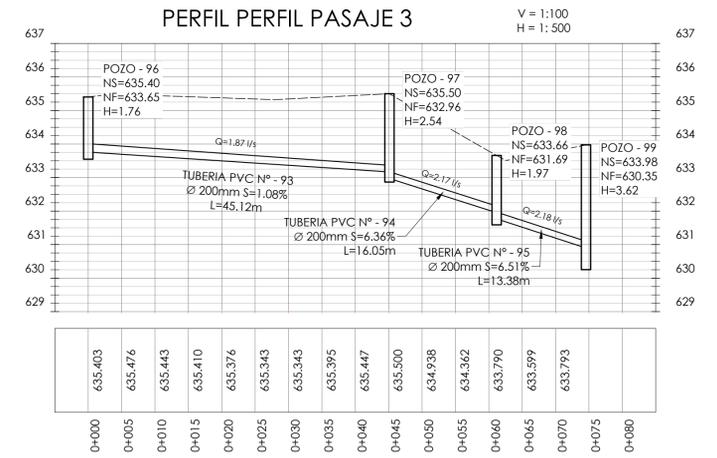
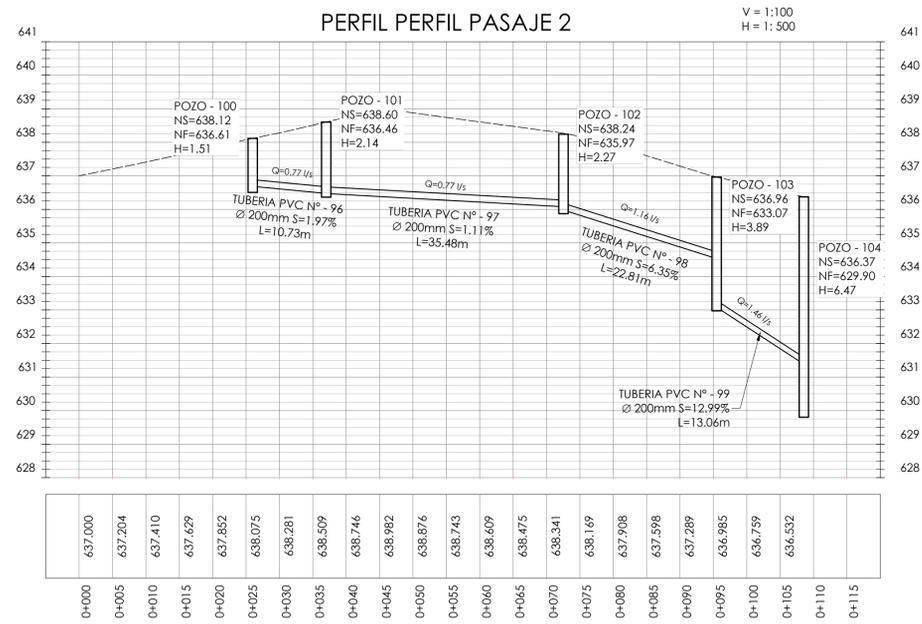
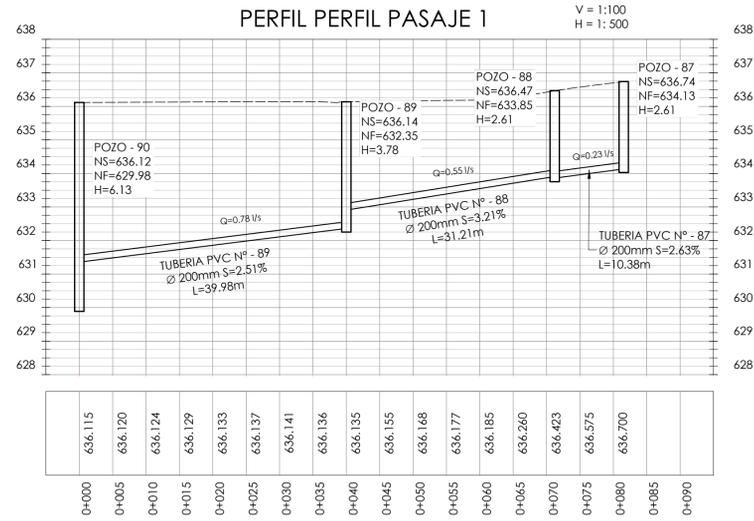
AREA:
0.21 Km² ; 300.3v²

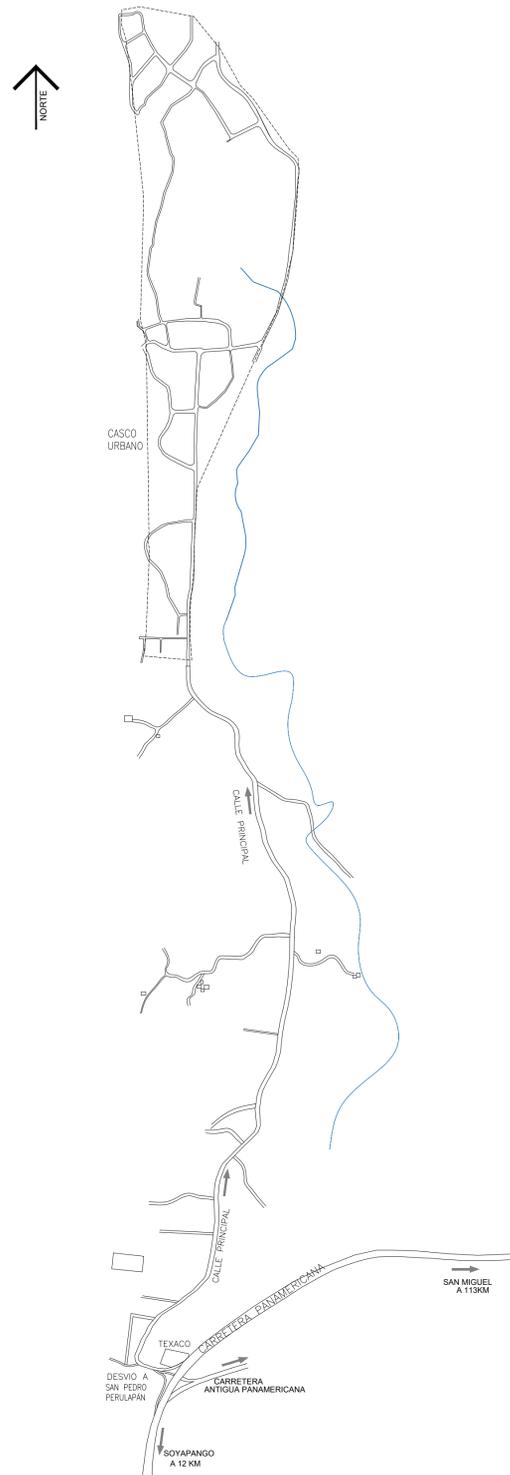
PROYECTO:
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

PROYECTO:
DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARRILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN

DIRECCION:
MUNICIPIO DE SAN PEDRO PERULAPAN
DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN



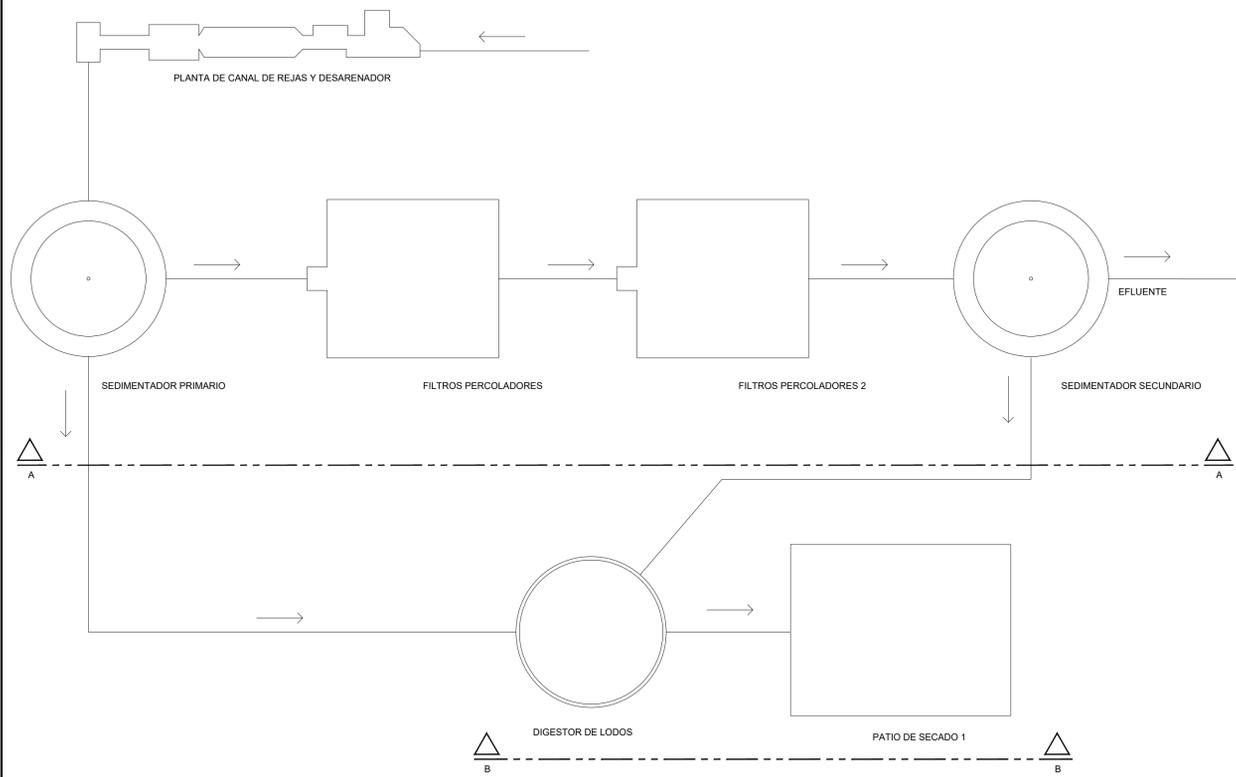




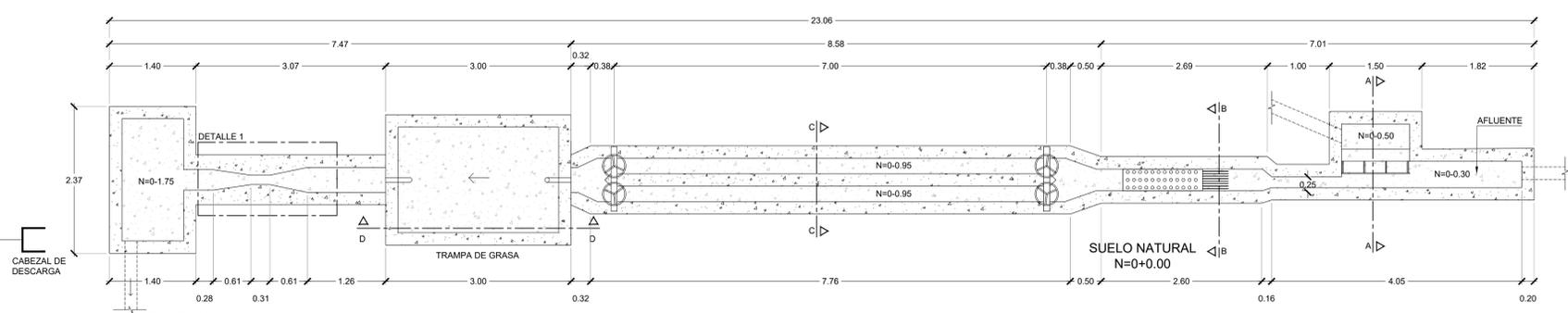
UBICACION CASCO URBANO
SAN PEDRO PERULAPAN

No DE HOJA	CONTENIDO
ALTERNATIVA 1	
HOJA 01/02	PLANTA, ELEVACIÓN, SECCIONES DE CANAL DE REJAS, DESARENADOR, FILTRO PERCOLADOR, DETALLE DE MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
HOJA 02/02	PLANTA, ELEVACIÓN, SECCIONES DE TANQUE DORTMUND, DIGESTOR DE LODOS, TRAMPA DE GRASAS, PATIO DE SECADO Y CABEZA DE DESCARGA
ALTERNATIVA 2	
HOJA 01/02	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES DE CANAL DE REJAS, DESARENADOR, FILTRO PERCOLADOR, MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
HOJA 02/02	PLANTA, ELEVACIÓN Y SECCIONES DE TANQUE HIMHOFF, DIGESTOR DE LODOS, TRAMPA DE GRASA Y CABEZAL DE DECARGA
PROPUESTAS LETRINAS	
HOJA 01/04	LETRINA ABONERA SECA
HOJA 02/04	LETRINA SOLAR
HOJA 03/04	LETRINA DE HOYO MODIFICADA CON VENTILACION
HOJA 04/04	LETRINA DE HOYO MODIFICADA SIN VENTILACION

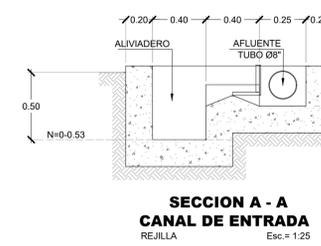
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN		
CONTENIDO: INDICE	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE 2021
PLANTA DE TRATAMIENTO:		
PROFESIONAL RESPONSABLE: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ		
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: 0/0	
DOCENTE: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON		



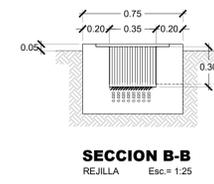
ESQUEMA PLANTA DE TRATAMIENTOS RESIDUALES
SIN ESCALA



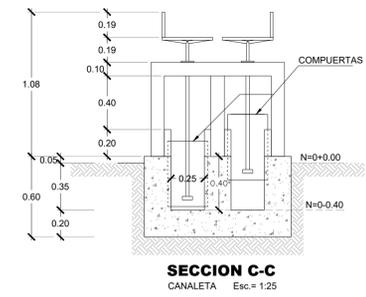
PLANTA DE CANAL DE REJAS Y DESARENADOR
Esc. = 1:50



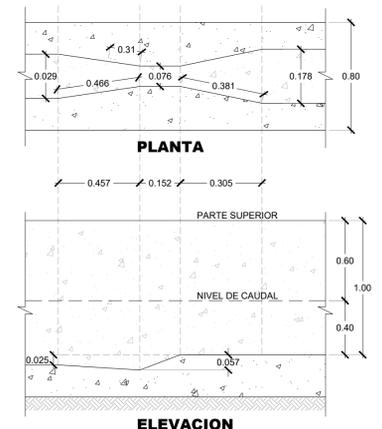
SECCION A - A
CANAL DE ENTRADA
REJILLA Esc. = 1:25



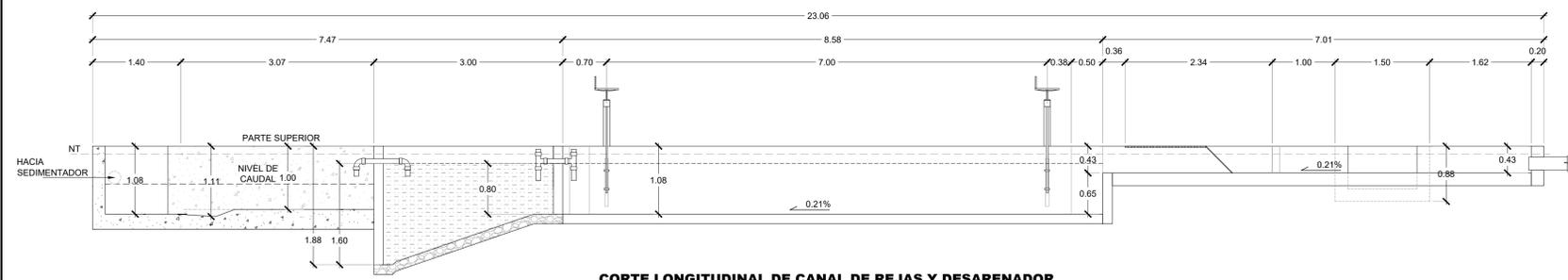
SECCION B - B
REJILLA Esc. = 1:25



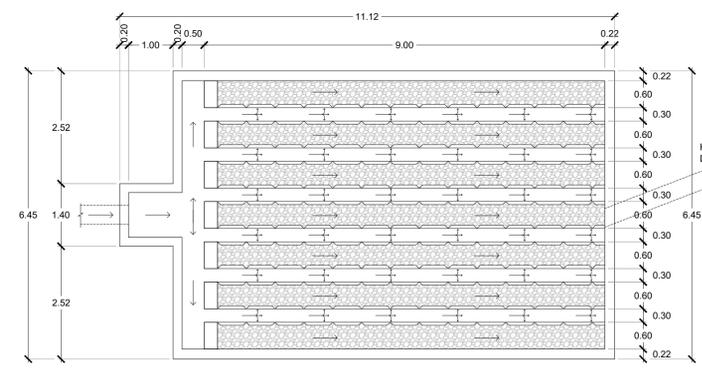
SECCION C - C
CANALETA Esc. = 1:25



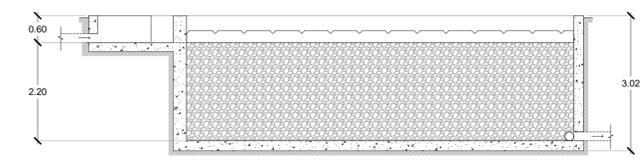
DETALLE 1
MEDIDOR DE CAUDAL Esc. = 1:25



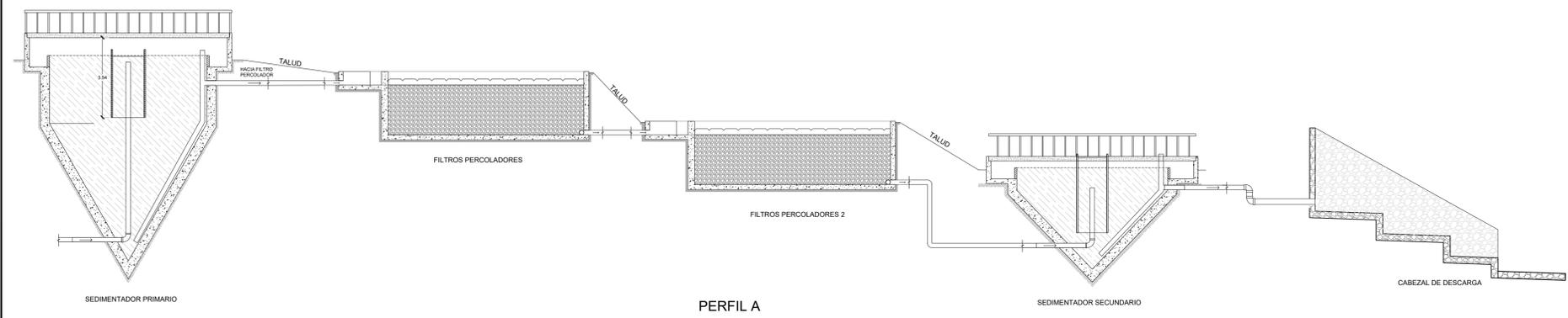
CORTE LONGITUDINAL DE CANAL DE REJAS Y DESARENADOR
Esc. = 1:50



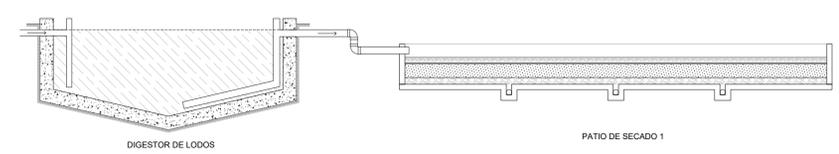
PLANTA



SECCION
FILTRO PERCOLADOR 1 y 2
Esc. = 1:75



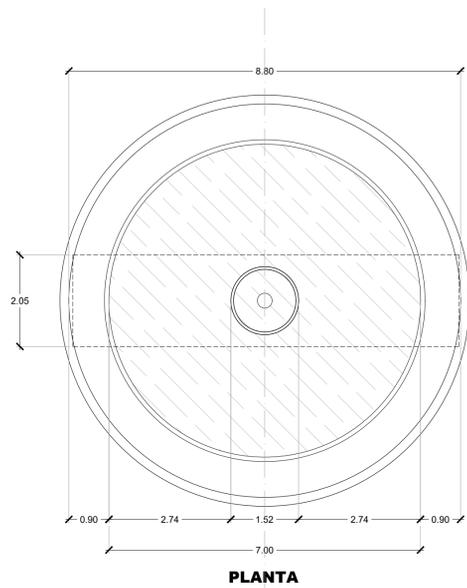
PERFIL A



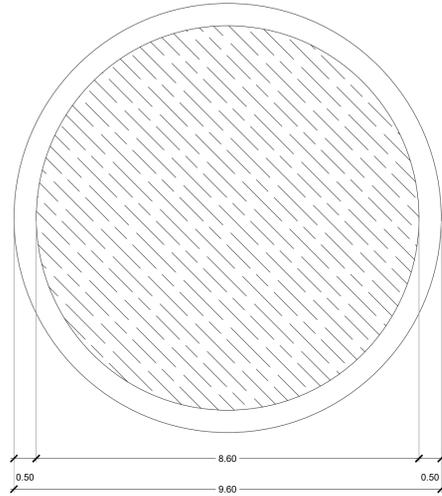
PERFIL B

PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES DE CANAL DE REJAS, DESARENADOR, FILTRO PERCOLADOR, DETALLE DE MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL	ESCALA: INDICADA
FECHA:	OCTUBRE 2021	
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA N° 1	
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA:
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

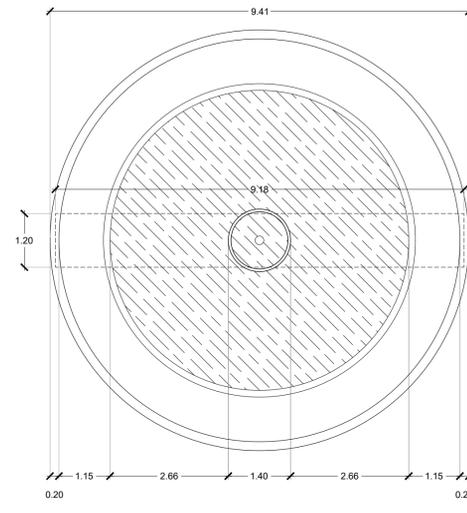




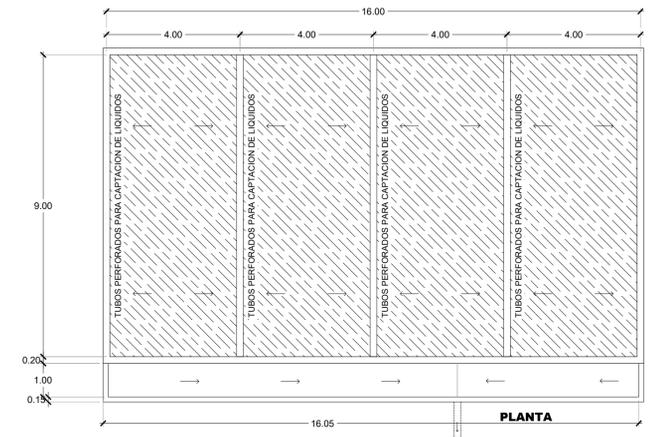
PLANTA



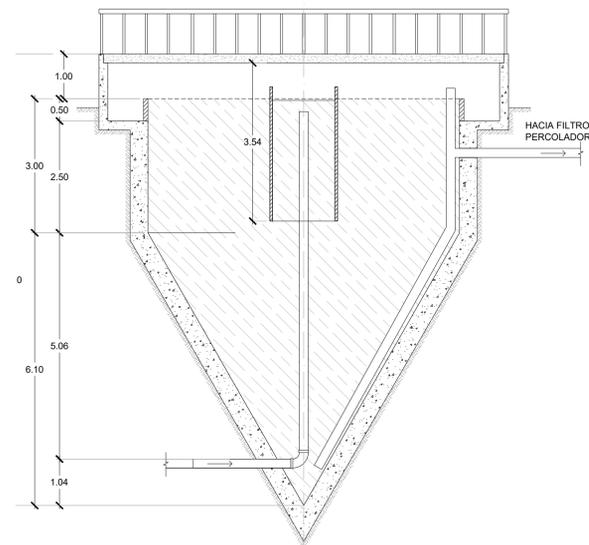
PLANTA



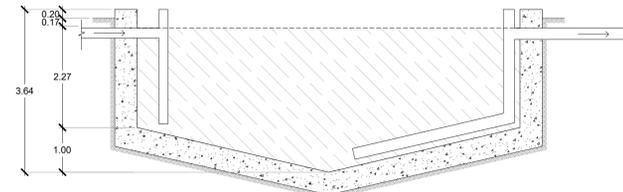
PLANTA



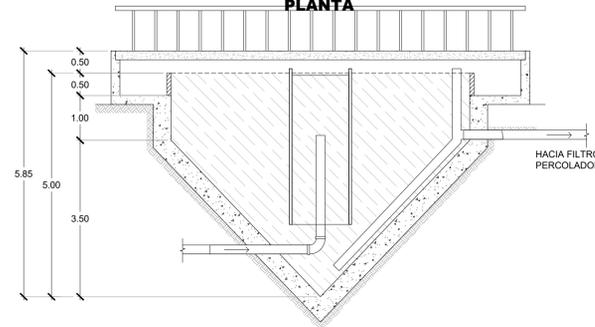
PLANTA



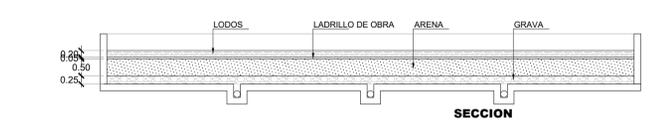
**SECCION
SEDIMENTADOR PRIMARIO DORTMUND**
Esc. = 1:75



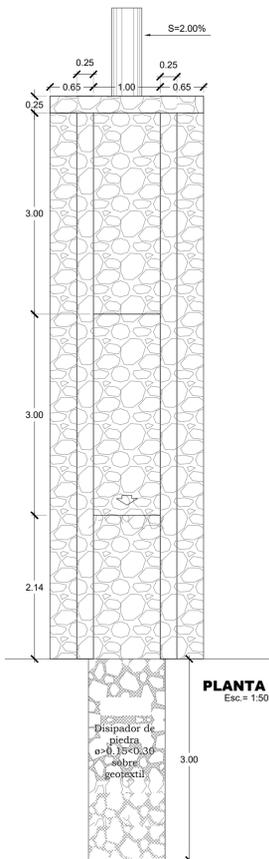
**SECCION
DIGESTOR DE LODOS**
Esc. = 1:75



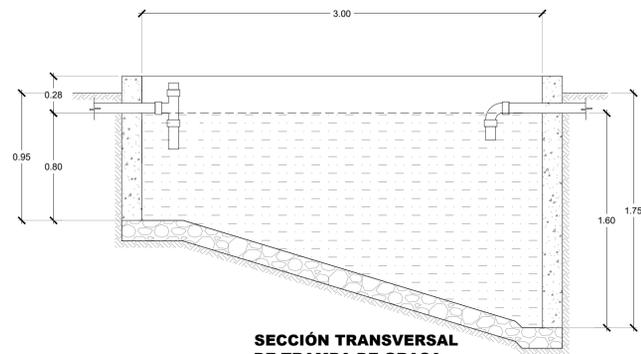
**SECCION
SEDIMENTADOR SECUNDARIO**
Esc. = 1:75



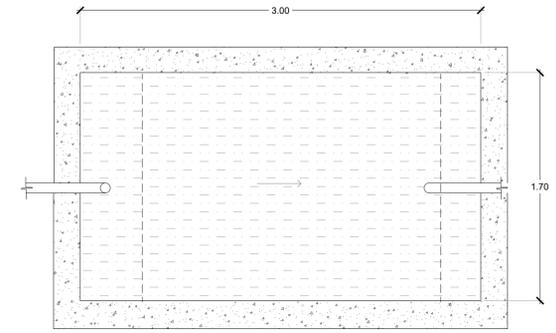
**SECCION
PATIO DE SECADO**
Esc. = 1:100



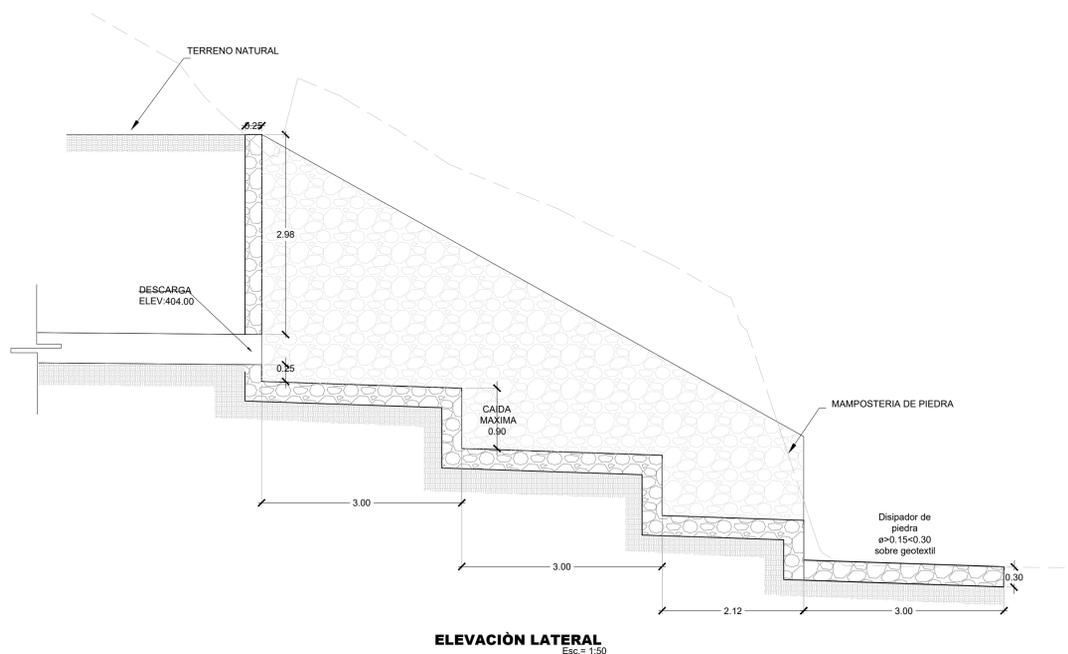
PLANTA
Esc. = 1:50



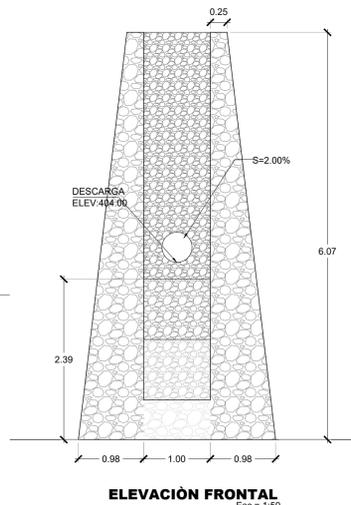
**SECCION TRANSVERSAL
DE TRAMPA DE GRASA**
Esc. = 1:25



PLANTA DE TRAMPA DE GRASA
Esc. = 1:25

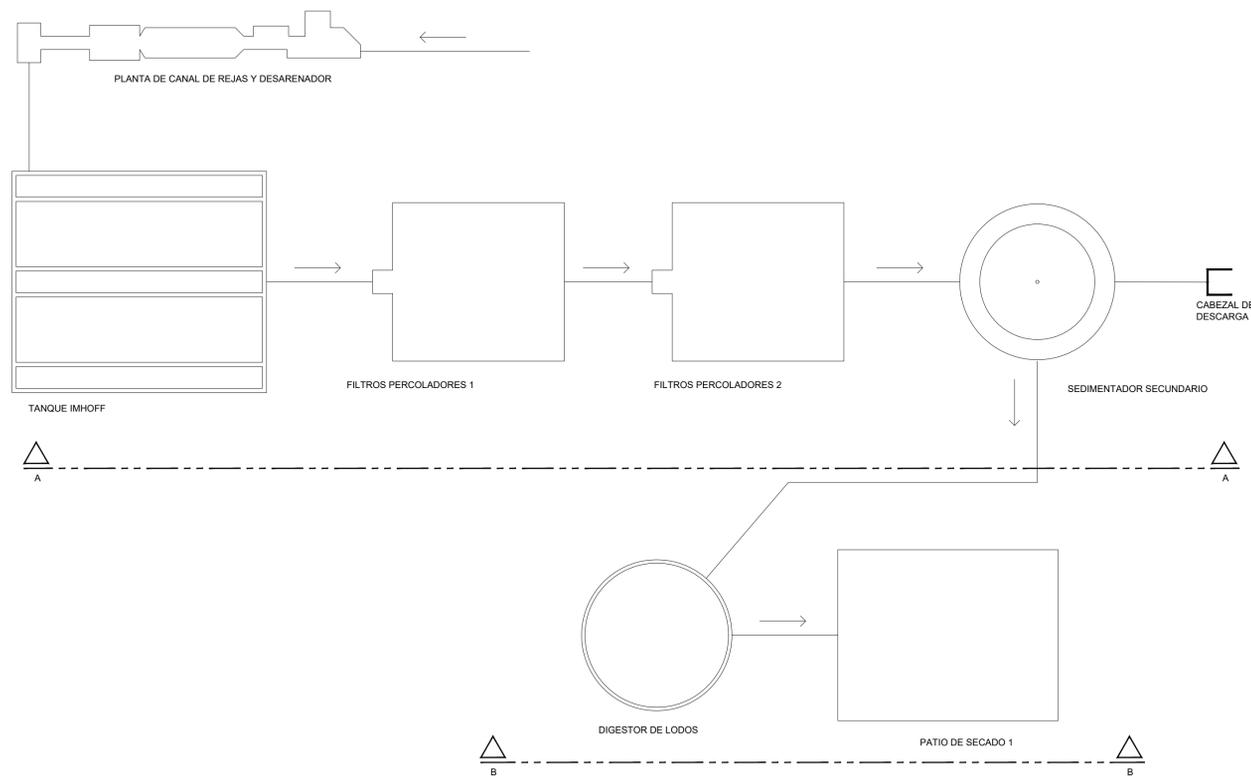


ELEVACION LATERAL
Esc. = 1:50

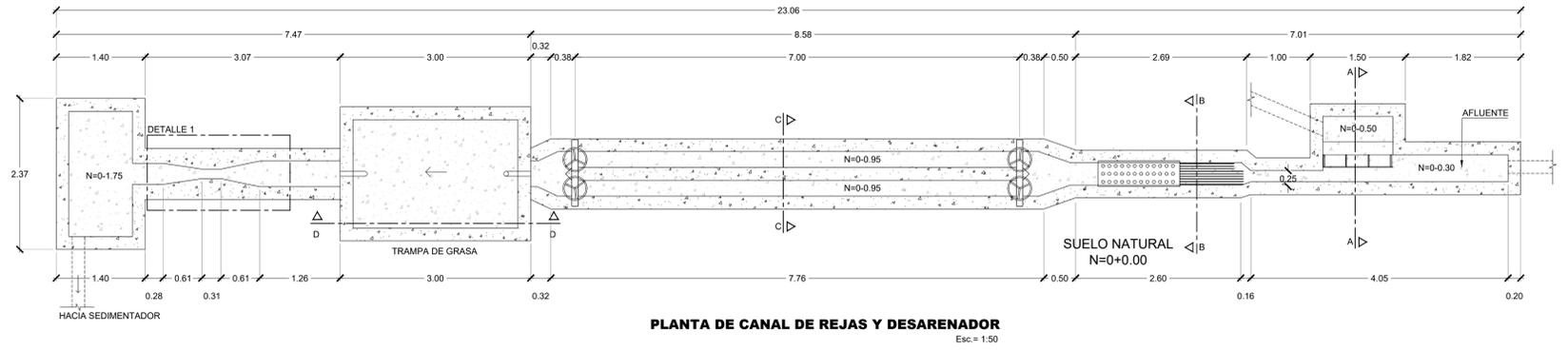


ELEVACION FRONTAL
Esc. = 1:50

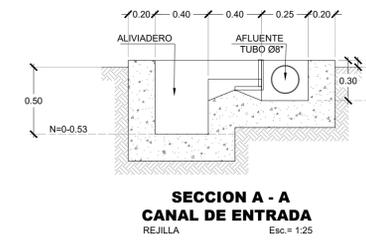
PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN		
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES TANQUE DORTMUND, DIGESTOR DE LODOS, TRAMPA DE GRASAS, PATIO DE SECADO Y CABEZAL	ESCALA:	INDICADA
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA N° 1	FECHA:	OCTUBRE 2021
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ		
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA:	
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON		



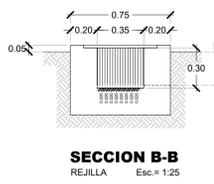
ESQUEMA PLANTA DE TRATAMIENTOS RESIDUALES
SIN ESCALA



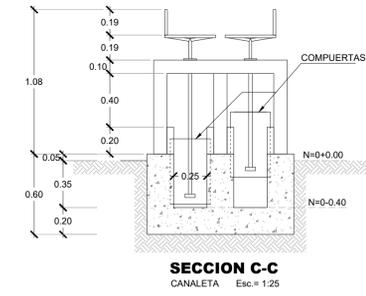
PLANTA DE CANAL DE REJAS Y DESARENADOR
Esc. = 1:50



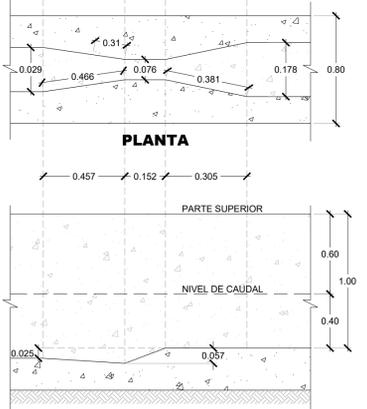
SECCION A - A
CANAL DE ENTRADA
REJILLA
Esc. = 1:25



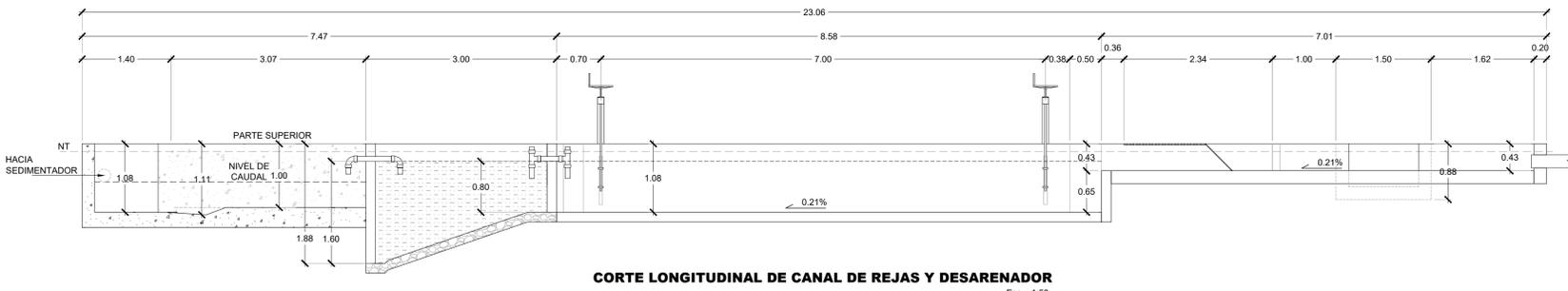
SECCION B - B
REJILLA
Esc. = 1:25



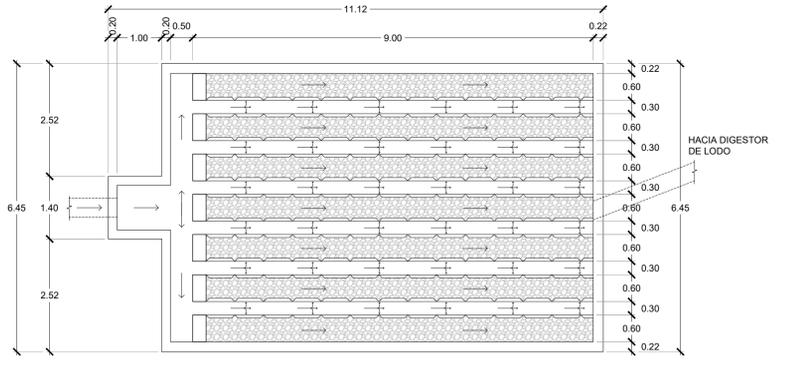
SECCION C - C
CANALETA
Esc. = 1:25



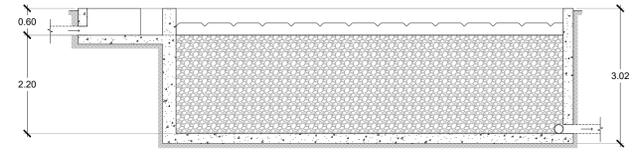
DETALLE 1
PARSHALL
Esc. = 1:25



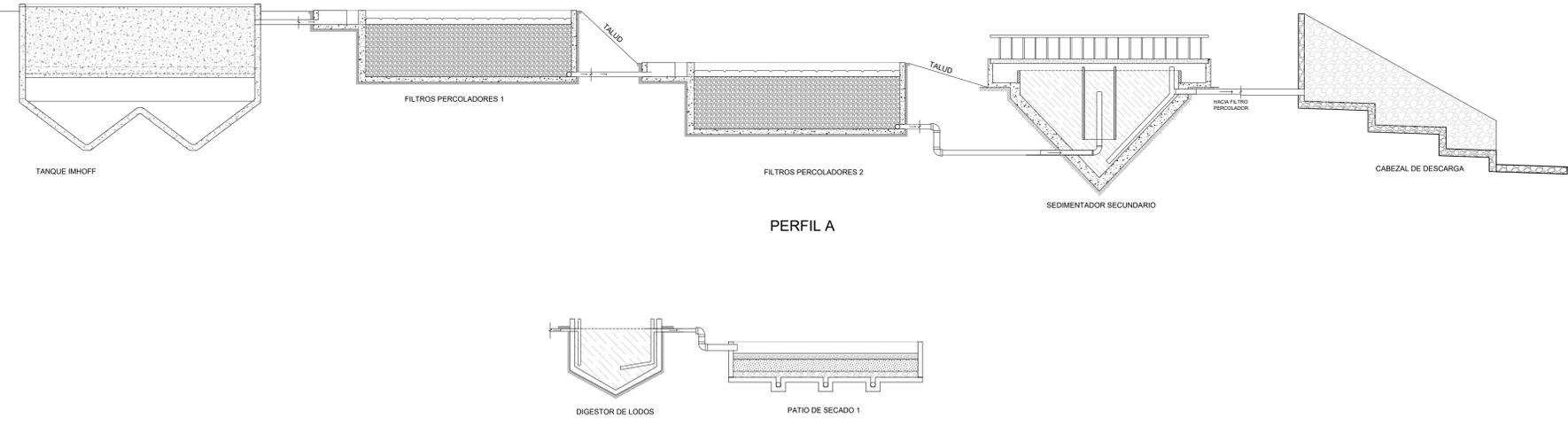
CORTE LONGITUDINAL DE CANAL DE REJAS Y DESARENADOR
Esc. = 1:50



PLANTA



SECCION
FILTRO PERCOLADOR 1 y 2
Esc. = 1:75

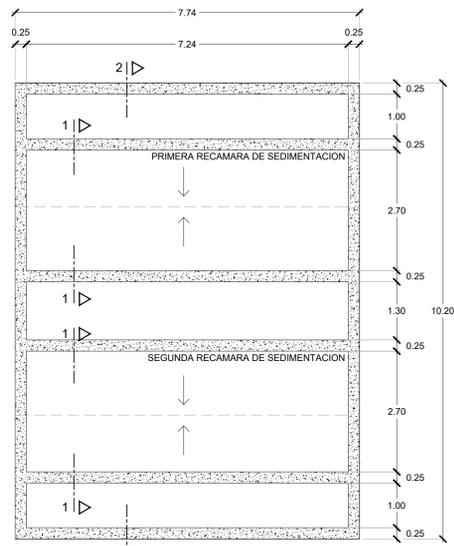


PERFIL A

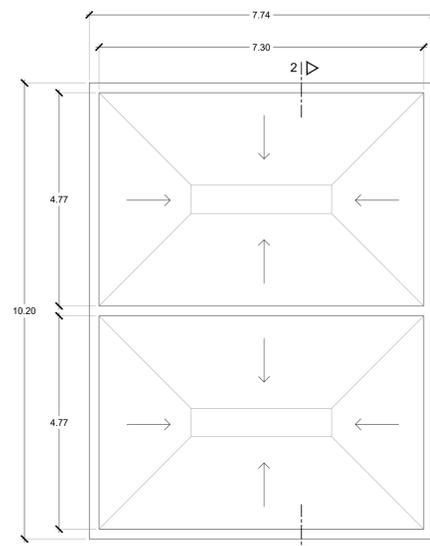
PERFIL B

PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES DE CANAL DE REJAS, DESARENADOR, FILTRO PERCOLADOR, MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL	ESCALA: INDICADA
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA N° 2	
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA: OCTUBRE 2021
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

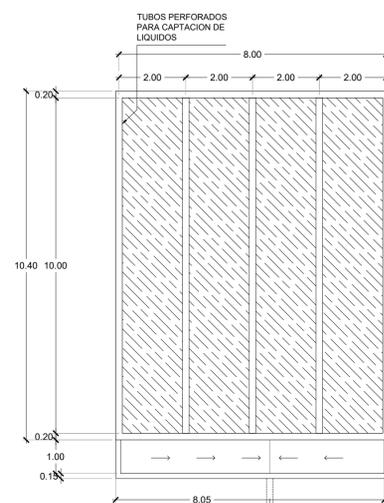




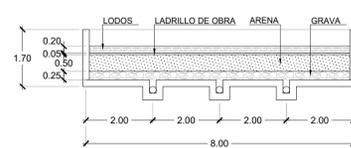
PLANTA TANQUE IMHOFF
Esc. = 1:75



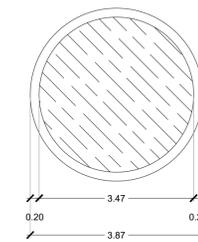
PLANTA DISTRIBUCION DE TOLBAS
Esc. = 1:75



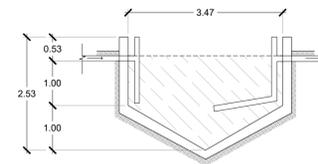
PLANTA



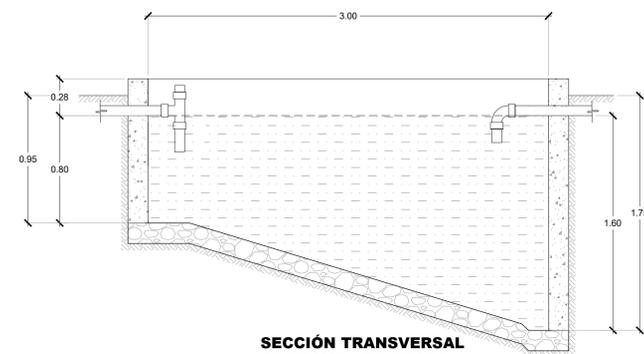
SECCION



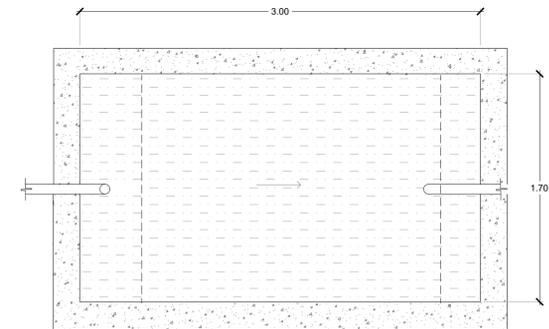
PLANTA



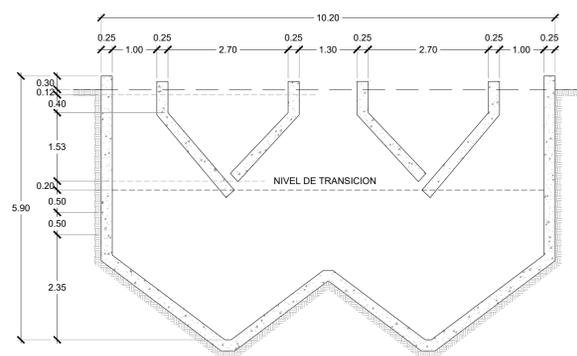
SECCION DIGESTOR DE LODOS
Esc. = 1:75



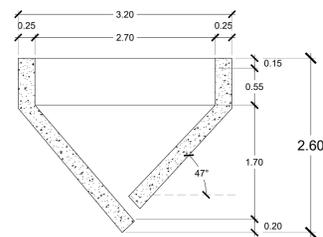
SECCION TRANSVERSAL DE TRAMPA DE GRASA
Esc. = 1:25



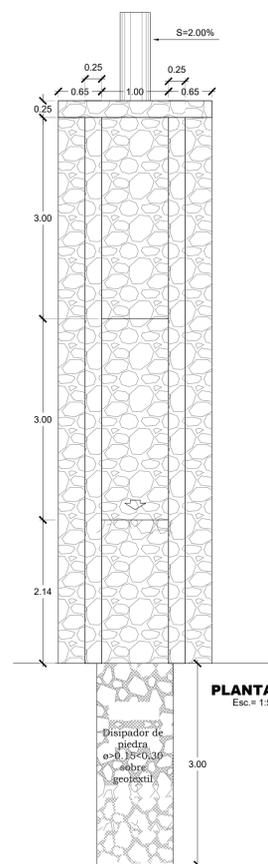
PLANTA DE TRAMPA DE GRASA
Esc. = 1:25



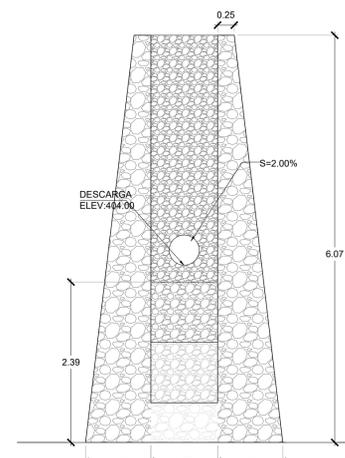
SECCION 2-2 TANQUE IMHOFF
Esc. = 1:75



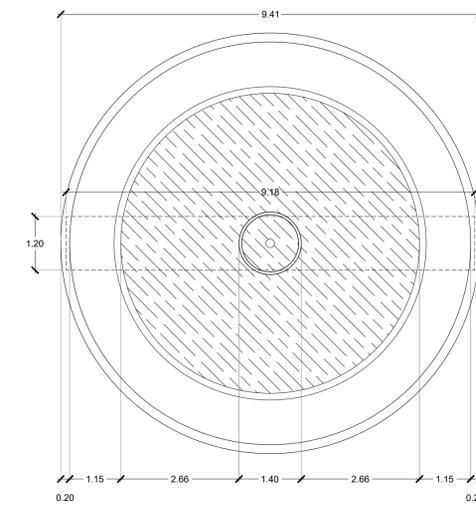
SECCION 1-1
Esc. = 1:50



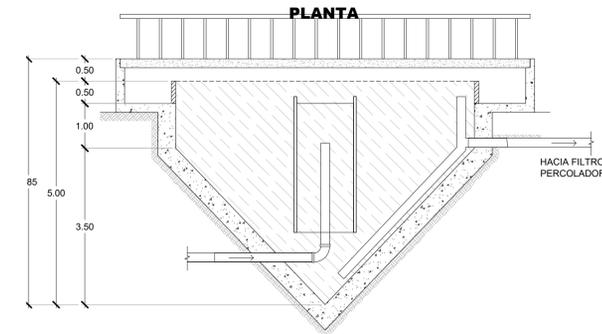
PLANTA
Esc. = 1:50



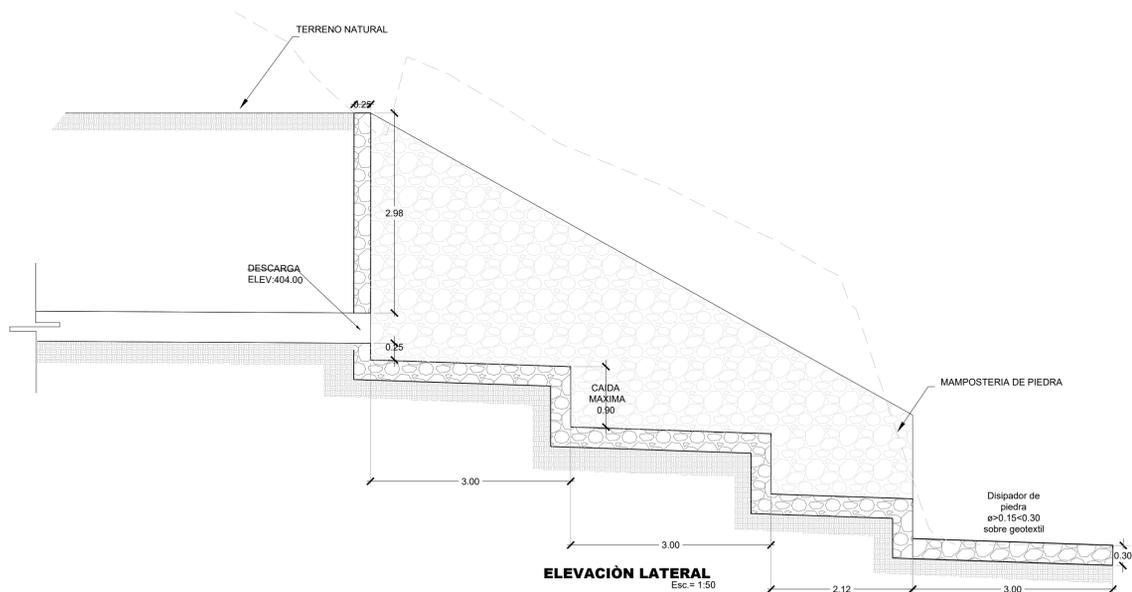
ELEVACION FRONTAL
Esc. = 1:50



PLANTA



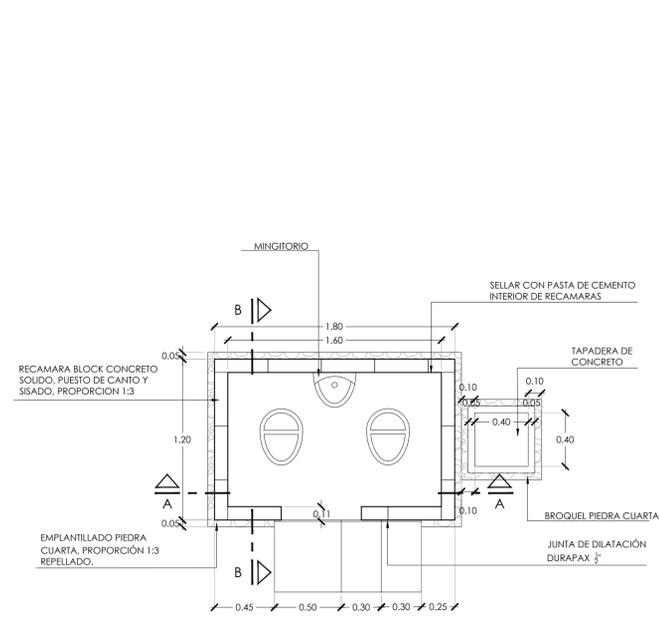
SECCION SEDIMENTADOR SECUNDARIO
Esc. = 1:75



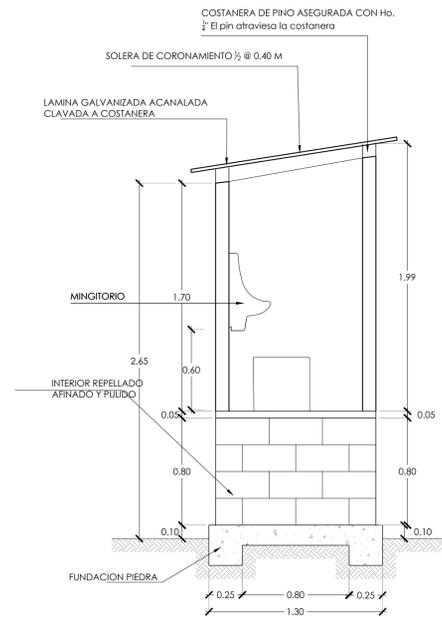
ELEVACION LATERAL
Esc. = 1:50

PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES DE TANQUE IMHOFF, DIGESTOR DE LODOS, TRAMPA DE GRASA Y CABEZAL DE DESCARGA	ESCALA: INDICADA
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA N° 2	FECHA: OCTUBRE 2021
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION	FECHA:
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	

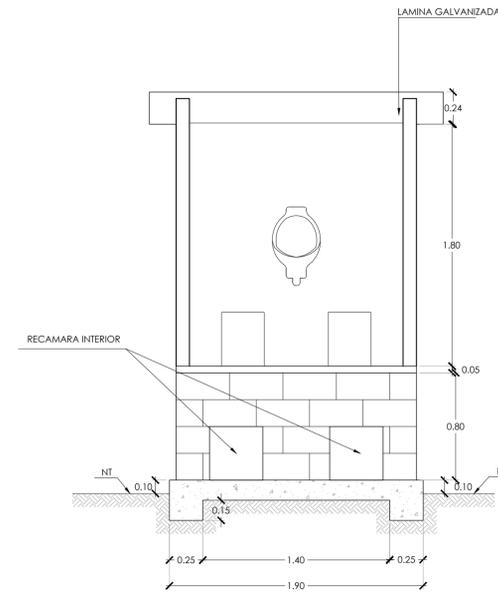




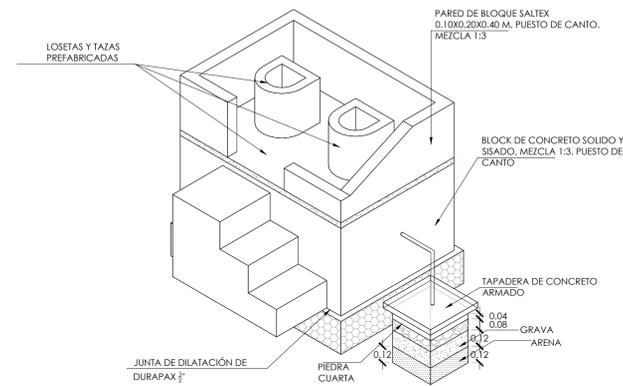
PLANTA LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR
ESC.= 1:25



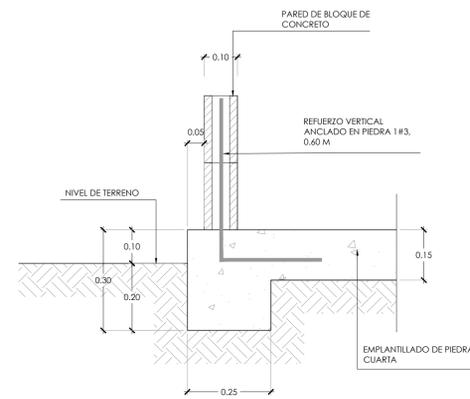
SECCION B-B. LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR
ESC.= 1:25



SECCION A-A LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR
ESC.= 1:25

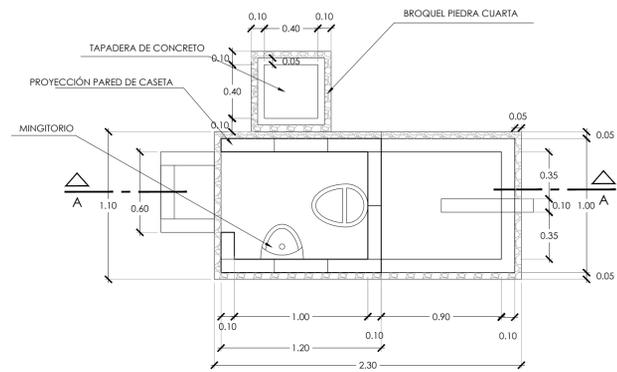


LETRINA ABONERA, SECA FAMILIAR
SIN ESCALA

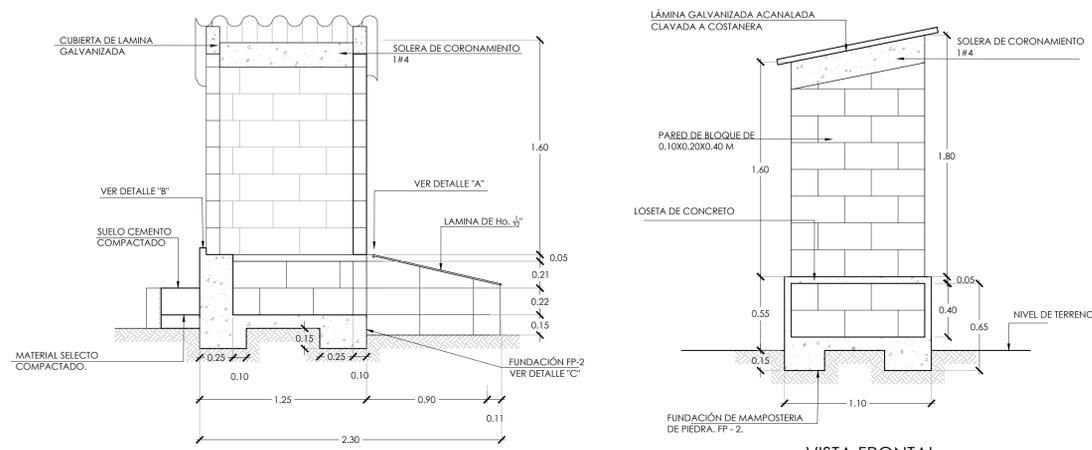


FUNDACION PARA PAREDES DE BLOQUE DE CONCRETO
ESC.= 1:10

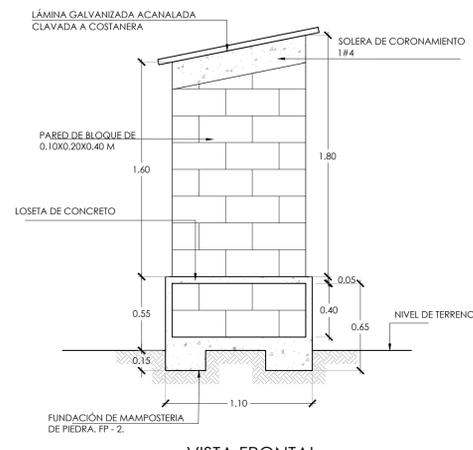
PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN	
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES	ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2021
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA LETRINA ABONERA SECA	
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION	HOJA: 1/4
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	



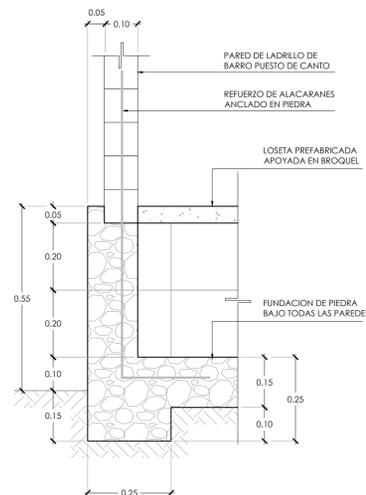
PLANTA LETRINA SOLAR.
ESC. = 1:25



SECCION A-A
ESC. = 1:25



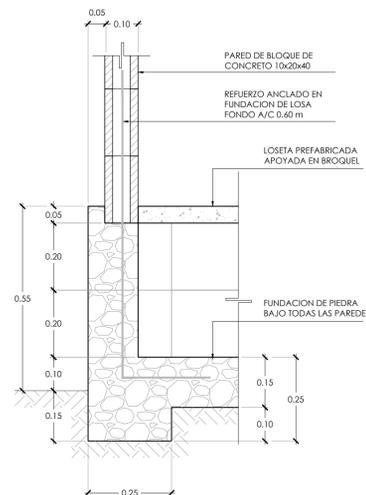
VISTA FRONTAL
LETRINA SOLAR.
ESC. = 1:25



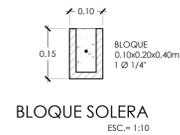
FUNDACION PARA
PAREDES DE LADRILLO
DE OBRA
ESC. = 1:10



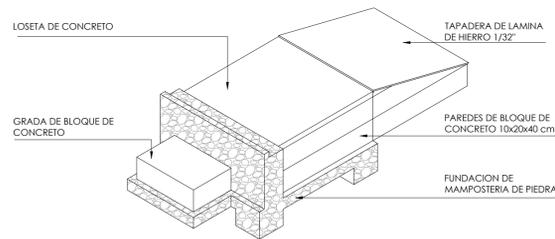
SOLERA PARA
PÁREDES DE
LADRILLO DE BARRO
ESC. = 1:10



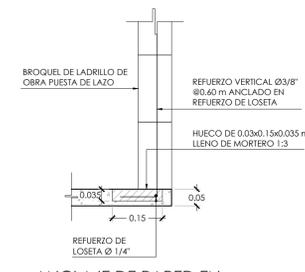
FUNDACION PARA
PAREDES DE BLOQUE
DE CONCRETO
ESC. = 1:10



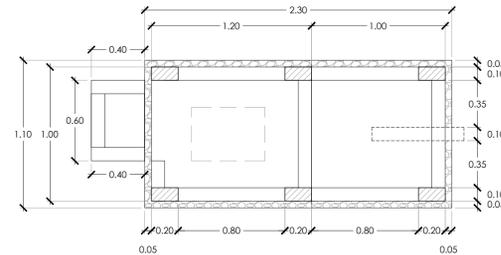
BLOQUE SOLERA
ESC. = 1:10



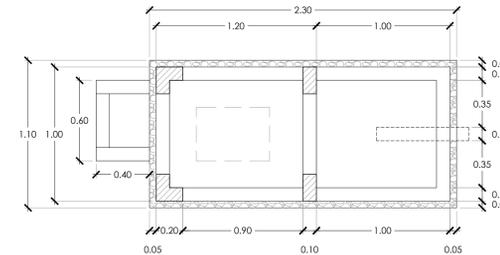
ISOMETRICO LETRINA SOLAR
SIN ESCALA



ANCLAJE DE PARED EN
LOSETA DE CONCRETO
ESC. = 1:10

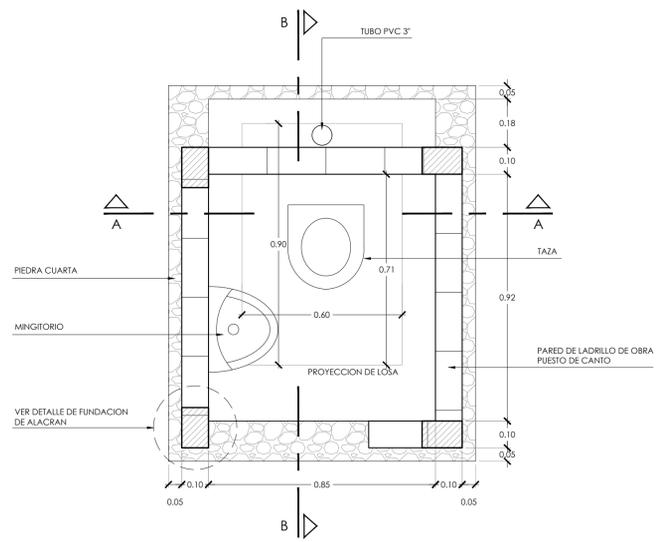


PLANTA CON LADRILLO DE OBRA
ESC. = 1:25

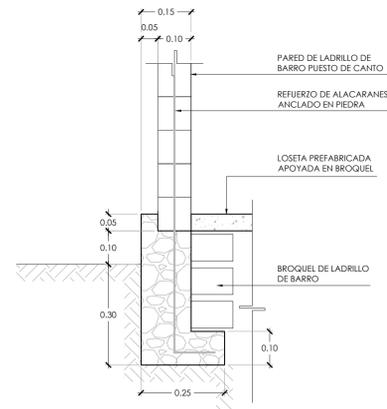


PLANTA CON BLOQUE DE CONCRETO
ESC. = 1:25

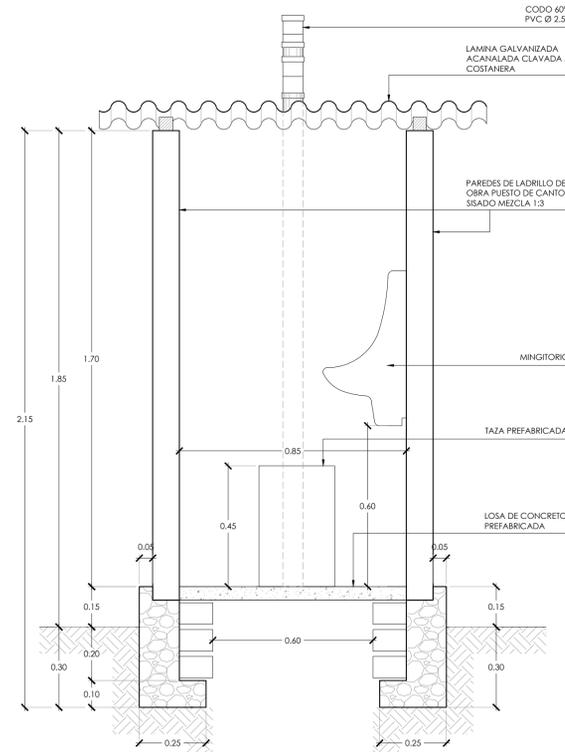
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN		
CONTENIDO: PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO 2021
PLANTA DE TRATAMIENTO: PROPUESTA LETRINA SOLAR		
PROFESIONAL RESPONSABLE: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ		
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION		NOVA: 2/4
DOCENTE: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON		



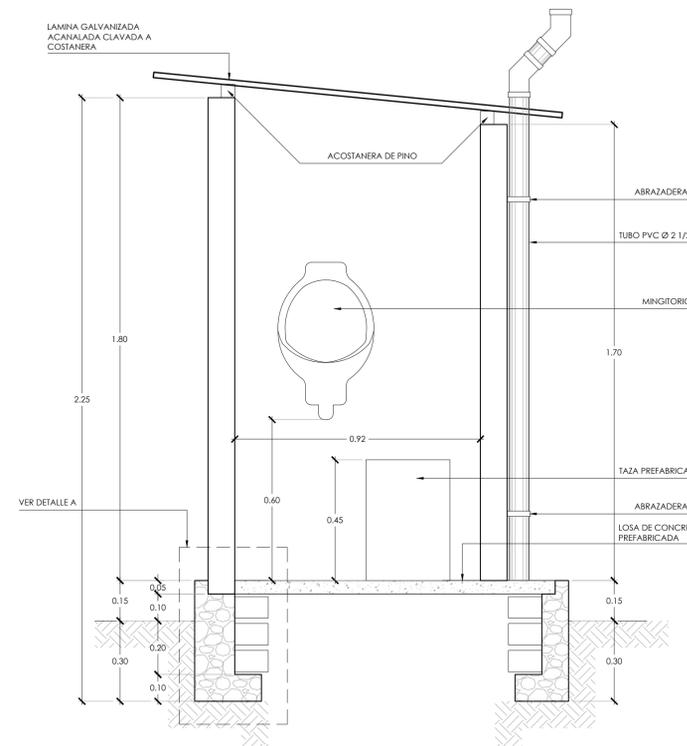
PLANTA DE FUNDACIONES
ESC. = 1:12.5



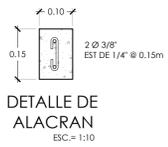
DETALLE A
ESC. = 1:10



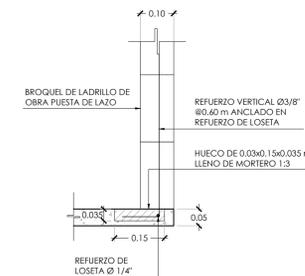
SECCION B-B
ESC. = 1:12.5



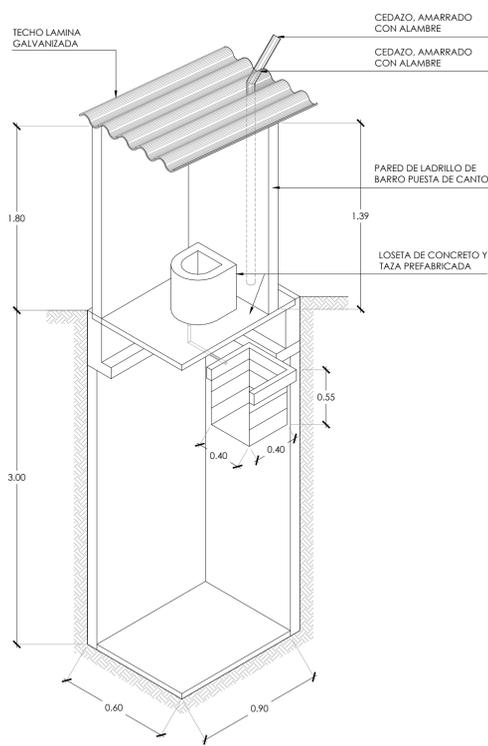
SECCION A-A
ESC. = 1:12.5



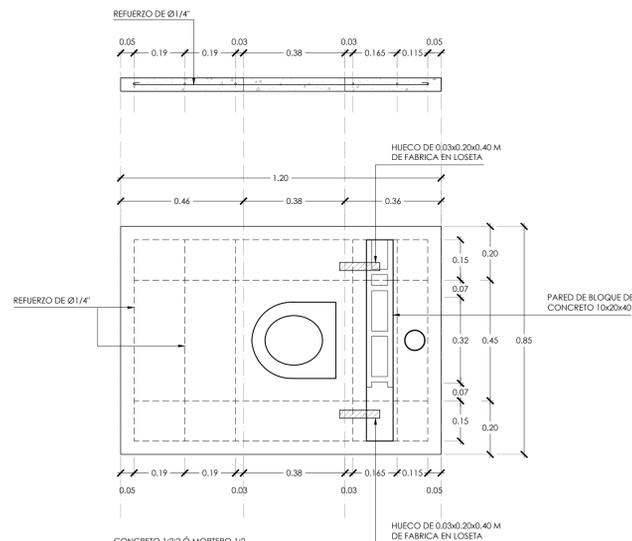
DETALLE DE ALACRAN
ESC. = 1:10



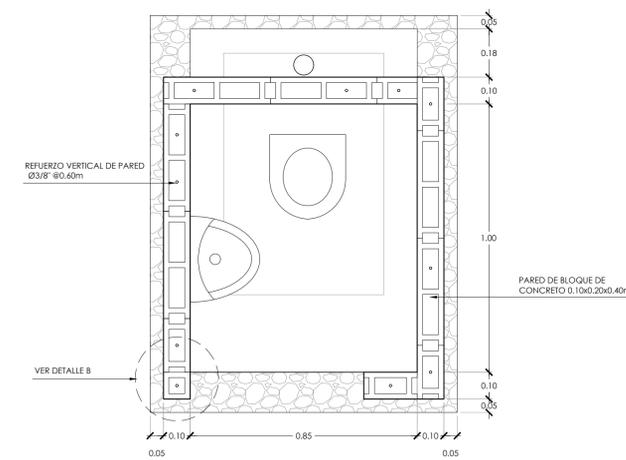
ANCLAJE DE PARED EN LOSETA DE CONCRETO
ESC. = 1:10



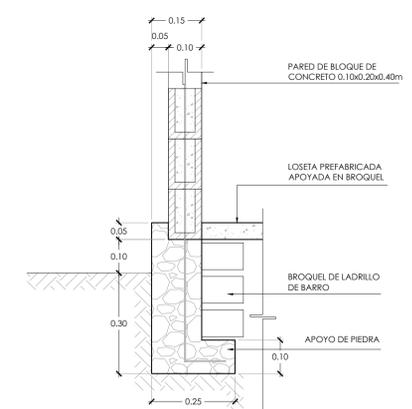
ISOMETRICO LETRINA HOYO MODIFICADA CON VENTILACION
SIN ESCALA



PLANTA DE REFUERZO Y HUECOS EN LOSA DE CONCRETO
ESC. = 1:12.5

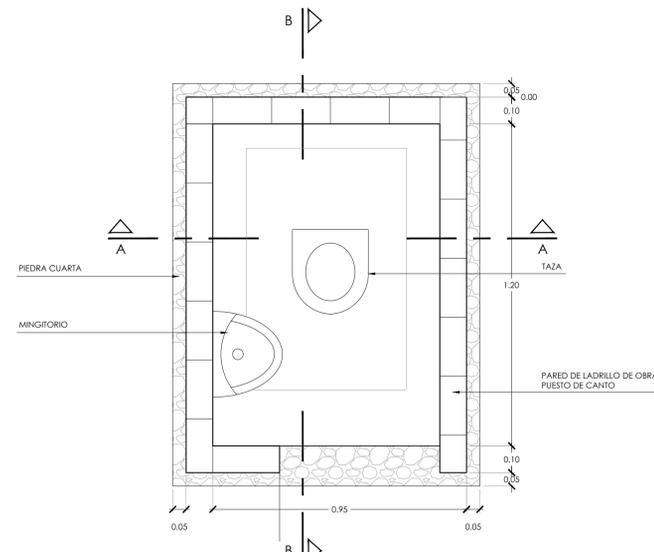


PLANTA DE FUNDACIONES
ESC. = 1:12.5

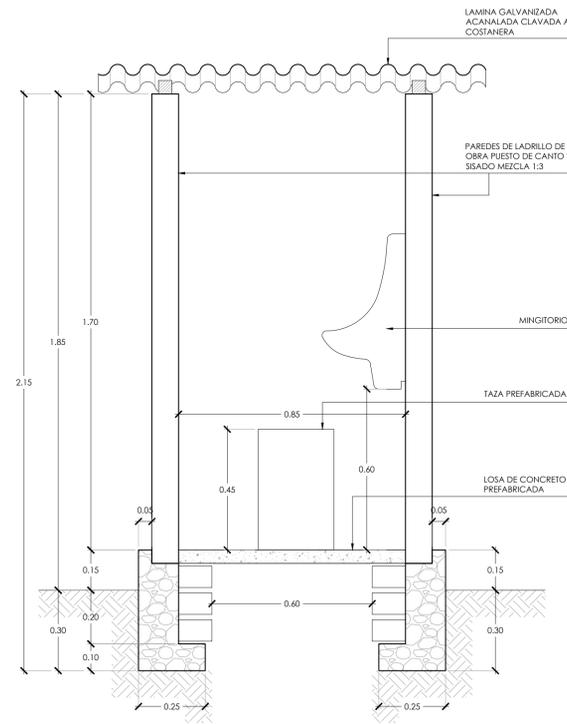


DETALLE B
ESC. = 1:10

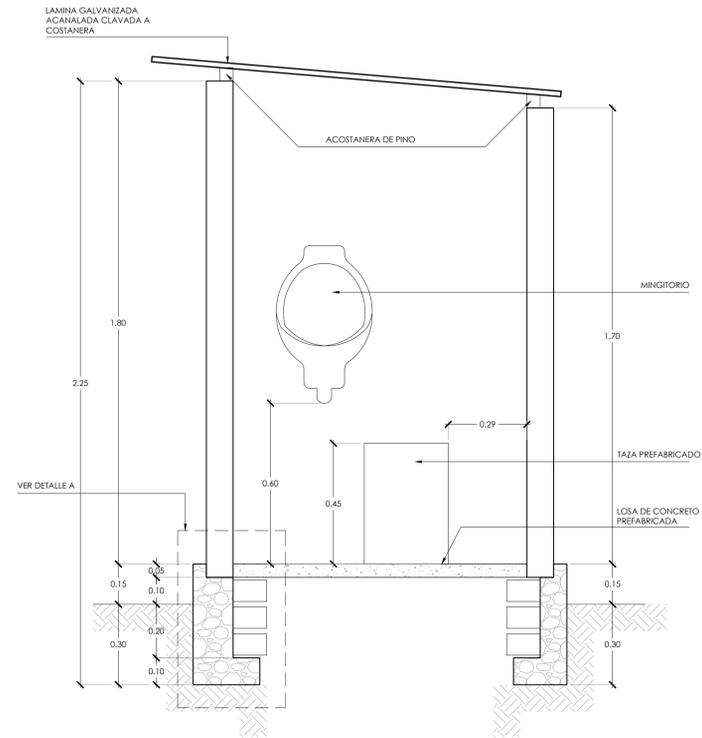
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN		
CONTENIDO: PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO 2021
PLANTA DE TRATAMIENTO: PROPUESTA LETRINA DE HOYO MODIFICADA CON VENTILACION	PROFESIONAL RESPONSABLE: EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ	
MATERIA: TRABAJO DE GRADUACION	DOCENTE: ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON	



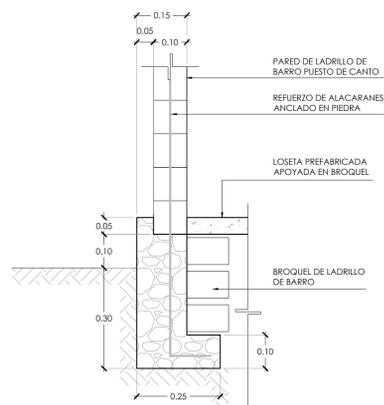
PLANTA DE FUNDACIONES
ESC. = 1:12.5



SECCION B-B
ESC. = 1:12.5



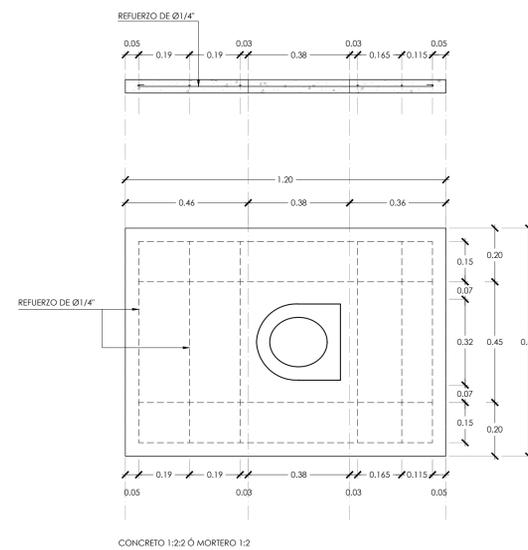
SECCION A-A
ESC. = 1:12.5



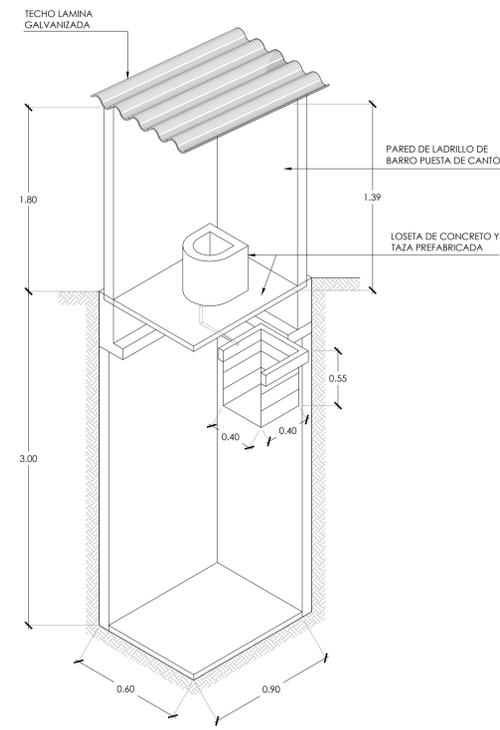
DETALLE A
ESC. = 1:10



DETALLE DE ALACRAN
ESC. = 1:10



PLANTA DE REFUERZO Y HUECOS EN LOSA DE CONCRETO
ESC. = 1:12.5



ISOMETRICO LETRINA HOYO MODIFICADA CON VENTILACION
SIN ESCALA

PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL CASCO URBANO DE SAN PEDRO PERULAPAN		
CONTENIDO:	PLANTA, ELEVACION Y SECCIONES	ESCALA:	INDICADA
FECHA:			JUNIO 2021
PLANTA DE TRATAMIENTO:	PROPUESTA LETRINA DE HOYO MODIFICADA SIN VENTILACION		
PROFESIONAL RESPONSABLE:	EVELIN TATIANA LEMUS CORDERO ERLINDA GUADALUPE OPORTO VIDES JOSE FERNANDO ORANTES RUIZ		
MATERIA:	TRABAJO DE GRADUACION		NOTA:
DOCENTE:	ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON		4/4

BIBLIOGRAFIA

- Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU), a través del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU). Año 2011. Síntesis municipal de San Pedro Perulapán. PLAN DE DESARROLLO TERRITORIAL PARA LA SUBREGIÓN METROPOLITANA DE SAN SALVADOR, informe final (quinto informe).
- Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados. (1998). NORMAS TÉCNICAS PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS DE AGUAS NEGRAS. El Salvador, América Central.
- Ministerio de Salud, a través del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, Colonia Médica. (1996). Norma Salvadoreña NSO 13.49.01:09. AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR. El Salvador, América Central.
- Carlos Antonio Ayala & Durán Elí Díaz Castillo. (2008). MANUAL PARA EL DISEÑO DE UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR. Ciudad Universitaria, San Salvador, El Salvador.
- USAID. (2011) GUÍA DE REFERENCIA DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES UTILIZADOS EN CENTRO AMÉRICA. San Salvador, El Salvador.
- Instituto Salvadoreño de Desarrollo Municipal. (2014). PLAN ESTRATÉGICO PARTICIPATIVO (PEP), VIGENCIA DEL PLAN 2015-

2019, Diagnóstico del Municipio de San Pedro Perulapán, departamento de Cuscatlán. San Salvador, El Salvador.

- Metcalf & Eddy, INC. (1995). INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES, TRATAMIENTO, VERTIDO Y REUTILIZACIÓN. Aravaca, Madrid: McGraw-Hill/Interamericana de España, S.A.
- Departamento Académico de Biología, Universidad Nacional Agraria La Molina. (2008). EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE REMOCIÓN DE BACTERIAS COLIFORMES FECALES Y DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES “LA TOTORA”. Lima, Perú.
- Ministerio De Salud Pública Y Asistencia Social. (2004). NORMA TÉCNICA SANITARIA PARA LA INSTALACIÓN, USO Y MANTENIMIENTO DE LETRINAS SECAS SIN ARRASTRE DE AGUA. San Salvador, El Salvador.
- J.M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta Álvarez. (1976). MANUAL DE HIDRÁULICA, 6a ed. México D.F.: HARLA S.A de C.V.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). (2013). ESTRATEGIA NACIONAL DE SANEAMIENTO AMBIENTAL. San Salvador, El Salvador.
- USAID. (2011). TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALE DOMÉSTICAS EN CENTROAMÉRICA. El Salvador, América Central.